

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO COMO DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA

TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

JAVIER ANDRÉS AVECILLAS LEÓN

DIRECTOR:

INGENIERO JUAN CARRIÓN MONSALVE Ph.D.

CUENCA – ECUADOR
2015

RESUMEN

Las riostras de pandeo restringido (RPR) son dispositivos de reforzamiento sísmico usados en los pórticos de una edificación. Estos dispositivos constan de un núcleo esbelto de acero incrustado en una barra robusta compuesta comúnmente por un tubo de acero relleno de mortero, esta configuración impide el pandeo del núcleo bajo cargas de compresión axial. Es importante permitir el libre deslizamiento entre el núcleo y el sistema anti pandeo (tubo de acero relleno de mortero) con la finalidad de impedir una transferencia excesiva de esfuerzos cortantes. Las RPR pueden desarrollar completamente su capacidad axial a tensión y compresión, con lo que consiguen disipar grandes cantidades de energía a través de ciclos estables de histéresis.

El objetivo principal de esta tesis es encontrar las condiciones específicas bajo las cuales es factible implementar RPR en las edificaciones de Cuenca, Ecuador. Como punto de partida, cuatro disipadores a escala 1:14 fueron construidos con materiales comunes y tecnología local. Los cuatro dispositivos fueron sometidos a pruebas de compresión axial para verificar que la pérdida de rigidez axial debido a los efectos de pandeo no se produzca. Finalmente, mediante el programa ETABS; edificaciones de 5 y 10 niveles construidas en acero y que incorporan RPR fueron evaluadas sísmicamente utilizando un procediendo de análisis estático lineal. Los resultados del estudio indican que una RPR de bajo costo, junto con un número y una distribución adecuada de estos dispositivos en los pórticos; son los requisitos para que el uso de este sistema sismorresistente sea factible en Cuenca, Ecuador.

Palabras Clave: Estructuras de acero, diseño sismorresistente, riostras de pandeo restringido, disipadores de energía pasivos, Cuenca, Ecuador.

ABSTRACT

Buckling restrained braces (BRBs) are devices used in buildings' frames to provide protection against seismic events. These devices consist of a slender steel core embedded into a sturdy encasing, commonly composed of a steel tube filled with mortar. This configuration prevents buckling of the core under axial compression loads. In order to prevent an excessive shear stress transfer, it is important to allow free sliding between the core and the buckling-restraining system (steel tube filled with mortar). Because the BRBs can develop their full axial capacity in tension and compression, they are able to dissipate large amounts of energy through stable hysteresis loops.

The main purpose of this thesis is to find the specific conditions under which it is feasible to implement BRBs in buildings of Cuenca, Ecuador. As a starting point, four dissipators were built in a scale of 1:14 with common materials and local technology. The four devices were subjected to axial compression tests to verify that loss of axial stiffness due to buckling effects does not occur. Finally, 5-story and 10-story steel buildings incorporating BRBs were seismically evaluated in the ETABS software using a linear static analysis procedure. The results of this study indicate that a low cost BRB, together with an appropriate number and distribution of these devices into the frames, encompass the necessary requirements for a practical use of this seismic force resisting system in Cuenca, Ecuador.

Keywords: Steel structures, seismic design, buckling restrained braces, passive energy dissipators, Cuenca, Ecuador.

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	15
1.1.	Antecedentes	15
1.2.	Justificación	16
1.3.	Objetivos	17
1.3.1.	Objetivo general	17
1.3.2.	Objetivos específicos	17
2.	RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO (BUCKLING RESTRAINED BRACES)	18
2.1.	Introducción	18
2.2.	Evolución y Desarrollo de las Riostras de Pandeo Restringido	18
2.2.1.	Desarrollo de los BRB en Japón	18
2.2.2.	Desarrollo de los BRB en Estados Unidos	19
2.2.3.	Desarrollo de los BRB en Latinoamérica y Ecuador.....	20
2.3.	Descripción General de los BRB.....	21
2.4.	Componentes Básicos de los BRB	22
2.5.	Conexiones	26
2.6.	Ventajas y Desventajas de los BRBF	28
2.6.1.	Algunas ventajas	28
2.6.2.	Algunas desventajas	29
3.	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA RIOSTRA DE PANDEO RESTRINGIDO	30
3.1.	Introducción	30
3.2.	Análisis De Estabilidad del Núcleo Bajo Cargas de Compresión.....	31
3.3.	Modos Superiores de Pandeo del Núcleo.....	33
3.4.	Pandeo Torsional del Núcleo	37
3.4.1.	Pandeo elástico de la columna cruciforme	38
3.4.2.	Pandeo inelástico de la columna cruciforme	42
4.	DESARROLLO EXPERIMENTAL.....	43
4.1.	Introducción	43
4.2.	Modelos a Escala	43
4.2.1.	Clasificación de los modelos estructurales	44



4.2.2.	Escala geométrica de los modelos estructurales	45
4.2.3.	Requisitos de similitud.....	45
4.3.	Diseño de las Riostras de Pandeo Restringido	47
4.3.1.	Descripción de los dispositivos a escala.....	48
4.3.2.	Núcleo de acero.....	49
4.3.3.	Camisa de revestimiento	51
4.3.4.	Mortero de relleno	52
4.3.5.	Transición entre el núcleo y la conexión.....	54
4.3.6.	Superficie antiadherente	55
4.3.7.	Espaciamiento entre la zona de transición y el mortero de relleno	55
5.	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS BRB	57
5.1.	Introducción	57
5.2.	Montaje y Realización de Ensayos a Compresión	58
5.3.	Curva Fuerza-Desplazamiento	59
5.4.	Aspectos Económicos	62
6.	APLICACIÓN DEL SISTEMA BRBF A EDIFICACIONES DE ACERO	65
6.1.	Introducción	65
6.2.	Edificación Tipo y Consideraciones para los BRBF	66
6.2.1.	Descripción de la edificación tipo	66
6.2.2.	Consideraciones para los BRBF	68
6.3.	Fuerzas Actuantes, Método de Diseño y Control de la Deriva de Piso	71
6.3.1.	Calculo de las fuerzas actuantes sobre la edificación	71
6.3.2.	Método de diseño [46]	84
6.3.3.	Control de la deriva de piso	86
6.4.	Descripción del Modelo Computacional en ETABS.....	87
6.5.	Diseño de un Pórtico con Riostras de Pandeo Restringido	88
6.5.1.	Demandas y capacidades de los BRB	90
6.5.2.	Cálculo de $2.0\Delta_{bm}$. Deformaciones y resistencias ajustadas del BRB	90
6.5.3.	Diseño de las vigas que forman parte del sistema BRBF.....	94
6.5.4.	Diseño de las columnas que forman parte del sistema BRBF	103



6.5.5.	Diseño de la placa de conexión (gusset plate)	109
6.5.6.	Diseño de la placa base en la unión columna cimentación	116
6.6.	Factibilidad de implementación del sistema BRBF	119
6.6.1.	Edificaciones de 5 niveles	119
6.6.2.	Edificaciones de 10 niveles	126
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	133
BIBLIOGRAFÍA.....		135
ANEXOS		140

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Cronología del desarrollo del sistema BRB.	18
Figura 2.2 Configuración de prueba y comportamiento histerético de un BRB [8].	19
Figura 2.3 Comportamiento histerético de un BRBF [9].	20
Figura 2.4 Detalles de una riostra de pandeo restringido (BRB) [13].	21
Figura 2.5 Comportamiento de una riostra bajo ciclos de compresión y tensión [14].	22
Figura 2.6 Componentes básicos de una riostra de pandeo restringido (BRB) [7].	22
Figura 2.7 Diferentes secciones transversales del núcleo de un BRB [10].	23
Figura 2.8 Comparación de los resultados histeréticos correspondientes a diferentes materiales confinantes [17].	25
Figura 2.9 (a) Conexión estándar atornillada, (b) Conexión atornillada modificada, y (c) Conexión articulada con pasador.	26
Figura 2.10 Fallas en las conexiones de los BRBF [18].	27
Figura 2.11 Conexión propuesta de viga-columna-BRB [19].	28
Figura 3.1 (a) BRB bajo cargas axiales, (b) Carga distribuida a lo largo del núcleo en su configuración deformada y (c) Carga distribuida a lo largo de la camisa/material confinante [1]. ...	31
Figura 3.2 (a) Esquema de una columna cruciforme bajo cargas de compresión. La geometría de los patines se encuentra en una posición de flexión y (b) Esfuerzos normales y cortantes actuando sobre una sección transversal de un patín curvado [1].	39
Figura 3.3 Forma deformada de una placa bajo compresión plana con un borde libre y los tres otros simplemente apoyados [1].	41
Figura 4.1 Descripción general de la riostra de pandeo restringido.	47
Figura 4.2 Diagrama de Flujo para el diseño de los BRB.	48
Figura 4.3 Núcleos correspondientes a cada BRB.	51
Figura 4.4 Perfiles tubulares estructurales usados como camisa de revestimiento para cada BRB.	52
Figura 4.5 Efecto del material de relleno en el confinamiento del núcleo de acero [40].	53
Figura 4.6 Configuración de la transición entre el núcleo y la conexión del BRB.	54
Figura 4.7 Aplicación de espuma de polietileno y grasa común como superficie antiadherente para el sistema BRB.	55
Figura 4.8 Espaciamiento en la zona de transición [10].	56
Figura 5.1 Montaje de los BRB 1 y BRB 2 en la prensa (a) Vista general del BRB, (b) Soporte y	

conexión de la parte superior y (c) Soporte y conexión de la parte inferior.	58
Figura 5.2 Montaje de los BRB 3 y BRB 4 en la prensa (a) Vista general del BRB, (b) Soporte y conexión de la parte superior y (c) Soporte y conexión de la parte inferior.	59
Figura 5.3 Curva Fuerza-Desplazamiento para todas las probetas.	60
Figura 5.4 Problema de inestabilidad en la zona de transición entre el núcleo y la conexión. Probeta BRB 4.	61
Figura 5.5 Pandeo de la zona de transición entre el núcleo y la conexión para el BRB 4.	62
Figura 5.6 Estimación de los costos de BRB por metro de longitud.	63
Figura 6.1 The Nippon Television Tower, Tokyo, Japón (cortesía de Nippon Steel Engineering).	65
Figura 6.2 Elmendorf Air Force Base, Anchorage, EEUU (cortesía de Star Seismic).	66
Figura 6.3 Edificación Tipo de 5 Niveles.	67
Figura 6.4 Edificación Tipo de 10 Niveles.	68
Figura 6.5 (Adaptada) Configuración geométrica del arriostramiento [42].	69
Figura 6.6 (Adaptada) Comparación de la deriva de entre piso para diferentes tipos de configuraciones geométricas de BRBF [42].	69
Figura 6.7 Fuerzas axiales producidas en los BRB debido a la acción de cargas laterales.	70
Figura 6.8 (a) Reacciones de tracción en las cimentaciones de un BRBF y (b) Reacciones de compresión en las cimentaciones de un BRBF.	71
Figura 6.9 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z [44].	75
Figura 6.10 Espectro de respuesta elástico para la ciudad de Cuenca y suelo tipo C.	76
Figura 6.11 Longitudes de fluencia para distintas configuraciones de BRBF [47].	88
Figura 6.12 Vista en planta de la edificación de 5 niveles.	89
Figura 6.13 Elevación 2-2 de la edificación de 5 niveles.	89
Figura 6.14 Diagrama de fuerza-desplazamiento de un BRB [49].	91
Figura 6.15 Curva característica de un BRB [50].	93
Figura 6.16 Diagrama de cuerpo libre para una viga del sistema BRBF con las resistencias ajustadas de las riostras.	99
Figura 6.17 Cargas aplicadas en una viga del sistema BRBF.	102
Figura 6.18 Diagrama de cuerpo libre para una columna del sistema BRBF con las resistencias ajustadas de las riostras.	107
Figura 6.19 Distribución de la fuerza en las interfaces del gusset plate utilizando el método GUFM	

[54].	110
Figura 6.20 Dimensiones geométricas de la placa de conexión para la edificación tipo.	111
Figura 6.21 Ancho de Whitmore para (a) Conexión soldada y (b) Conexión empernada [56].	112
Figura 6.22 Modelo para calcular la capacidad a pandeo del gusset plate.	113
Figura 6.23 Distribución de presiones bajo una placa base sujeta a compresión axial [59].	117
Figura 6.24 Diferentes comportamientos de una placa base bajo efectos de levantamiento [59].	118
Figura 6.25 Dimensiones geométricas de la placa base para la edificación tipo.	119
Figura 6.26 Vista en planta de la edificación de 5 niveles (a) Variante 1 y (b) Variante 2.	120
Figura 6.27 Vista en 3D de los BRBF exteriores e interiores para (a) Variante 1 y (b) Variante 2.	121
Figura 6.28 Derivas máximas para las dos variantes de la edificación de 5 niveles.	122
Figura 6.29 Plano de cimentaciones de la Variante 1 para la edificación de 5 niveles.	123
Figura 6.30 Plano de cimentaciones de la Variante 2 para la edificación de 5 niveles.	124
Figura 6.31 Vista en planta de la única variante para la edificación de 10 niveles.	127
Figura 6.32 Vista en 3D de los BRBF exteriores e interiores de la única variante para la edificación de 10 niveles.	127
Figura 6.33 Derivas máximas para la única variante de la edificación de 10 niveles.	129
Figura 6.34 Plano de cimentaciones de la única variante para la edificación de 10 niveles.	130

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Desarrollo de los BRB en Latinoamérica [11].	20
Tabla 2.2 Diferentes tipos de conexiones para los BRB.	27
Tabla 4.1 Clasificación de los modelos según su funcionalidad [31].	44
Tabla 4.2 Factores de escala típicos para diferentes estructuras [31].	45
Tabla 4.3 Requisitos de similitud entre el modelo a escala 1:14 y una estructura real.	46
Tabla 4.4 Características generales de varios BRB a escala real.	46
Tabla 4.5 Características generales para una riostra de pandeo restringido a escala 1:14.	47
Tabla 4.6 Descripción de los BRB a escala.	49
Tabla 4.7 Valores de Esfuerzo de Fluencia Nominal para Planchas de Acero [39].	50
Tabla 4.8 Valores de Factor de Fluencia Probable para Planchas de Acero [39].	50
Tabla 4.9 Cargas de fluencia máxima para los núcleos de los BRB a escala.	50
Tabla 4.10 Cálculo de la carga crítica de Euler de la camisa de revestimiento.	52
Tabla 4.11 Valores β requeridos por cada núcleo de BRB.	53
Tabla 4.12 Valores β proporcionados por cada material de relleno.	53
Tabla 4.13 Cálculo de la carga crítica por pandeo torsional inelástico de la transición entre el núcleo y la conexión.	54
Tabla 5.1 Fuerzas y desplazamientos de fluencia para los BRB.	60
Tabla 5.2 Costos de fabricación de los BRB a escala 1/14.	62
Tabla 5.3 Costos de fabricación y montaje de BRB en EEUU [41].	63
Tabla 5.4 Costos de fabricación y montaje de BRB en Europa [21].	63
Tabla 5.5 Costos de fabricación de BRB en Colombia [11].	63
Tabla 6.1 Acero a utilizar en las edificaciones tipo.	67
Tabla 6.2 Carga Muerta de Piso.	72
Tabla 6.3 Carga Muerta de Cubierta.	73
Tabla 6.4 Cargas Vivas [43].	73
Tabla 6.5 Parámetros sísmicos para la ciudad de Cuenca y suelo tipo C.	75
Tabla 6.6 Valores del periodo máximo y aceleración espectral para las edificaciones tipo.	77
Tabla 6.7 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura [44].	78



Tabla 6.8 Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R para sistemas estructurales dúctiles [44].	79
Tabla 6.9 Coeficientes de diseño y factores para sistemas sismorresistentes básicos [45].	79
Tabla 6.10 Coeficientes de irregularidad en planta [44].	80
Tabla 6.11 Coeficientes de irregularidad en elevación [44].	81
Tabla 6.12 Cargas reactivas para las edificaciones tipo.	82
Tabla 6.13 Cortante basal de diseño para las edificaciones tipo.	82
Tabla 6.14 Distribución vertical del cortante basal para la edificación de 5 pisos.	83
Tabla 6.15 Distribución vertical del cortante basal para la edificación de 10 pisos.	84
Tabla 6.16 Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso [44].	86
Tabla 6.17 Factores de ajuste ω y β para los BRB.	93
Tabla 6.18 Resistencias ajustadas de los BRB.	94
Tabla 6.19 Propiedades de la sección W 14X38.	95
Tabla 6.20 Limitación de la relación ancho-espesor para elementos de moderada y alta ductilidad sometidos a cargas de compresión [49].	96
Tabla 6.21 Demanda/Capacidad de la viga según las solicitaciones de carga inducidas por el cortante basal.	99
Tabla 6.22 Carga axial última P_u para las vigas.	100
Tabla 6.23 Demanda/Capacidad de la viga según las solicitaciones de carga inducidas por una deformación de $2.0\Delta_{bm}$.	101
Tabla 6.24 Momentos y deflexiones en una viga del sistema BRBF.	103
Tabla 6.25 Propiedades de la sección W 14X68.	104
Tabla 6.26 Demanda/Capacidad de la columna según las solicitaciones de carga inducidas por el cortante basal.	106
Tabla 6.27 Carga axial última P_u para las columnas.	108
Tabla 6.28 Demanda/Capacidad de la columna según las solicitaciones de carga inducidas por una deformación de $2.0\Delta_{bm}$.	109
Tabla 6.29 Capacidad por bloque de cortante del gusset plate.	115
Tabla 6.30 Capacidad por fractura del área neta del gusset plate.	115
Tabla 6.31 Comprobación de las resistencias en las superficies gusset plate/viga y gusset plate/columna.	116



Tabla 6.32 Resumen de los parámetros sísmicos para las variantes en la edificación de 5 niveles.	121
Tabla 6.33 Secciones de columna y viga, número y área de BRB para las variantes en la edificación de 5 niveles.	122
Tabla 6.34 Parámetros utilizados para el diseño de las zapatas de cimentación.	123
Tabla 6.35 Precios unitarios de los materiales de construcción [60], [61].	125
Tabla 6.36 Costo total de las dos variantes de la edificación de 5 niveles.	125
Tabla 6.37 Peso de acero por nivel para la Variante 1 de la edificación de 5 niveles.	126
Tabla 6.38 Peso de acero por nivel para la Variante 2 de la edificación de 5 niveles.	126
Tabla 6.39 Resumen de los parámetros sísmicos para la única variante en la edificación de 10 niveles.	128
Tabla 6.40 Secciones de columna y viga, número y área de BRB para la única variante en la edificación de 10 niveles.	128
Tabla 6.41 Costo total de la única variante para la edificación de 5 niveles.	131
Tabla 6.42 Peso de acero por nivel para la única variante de la edificación de 10 niveles.	131



Yo, Javier Andrés Avecillas León, autor de la tesis “ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO COMO DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 8 de Abril de 2015

Javier Andrés Avecillas León

C.I: 0105117428



Yo, Javier Andrés Avecillas León, autor de la tesis “ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO COMO DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 8 de Abril de 2015

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Javier Avecillas León".

Javier Andrés Avecillas León

C.I: 0105117428

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Observando el comportamiento de las estructuras durante los sismos recientes, se ha reconocido que el aumento en la fuerza y una capacidad estable de disipación de energía son las características mecánicas más deseables para mantener la deriva de entrepiso y los desplazamientos globales dentro de los niveles tolerables [1].

La idea de utilizar la fluencia de metales dentro de los marcos de los edificios para absorber grandes porciones de la energía sísmica tiene más de 30 años de antigüedad [2], [3]. Desde ese entonces, se han diseñado e implementado distintas alternativas, cada una de las cuales presentan ventajas y también limitaciones. Gran parte de estos disipadores han sido diseñados para ser colocados en pórticos arriostrados, con lo cual a más de obtener una buena disipación de energía se logra también una elevada rigidez lateral. Algunos de los primeros dispositivos surgieron como una mejora de los pórticos arriostrados excéntricamente, con el objetivo de disponer el componente dúctil fuera de la viga. Como ejemplo de estos disipadores pueden mencionarse los dispositivos ADAS (added damping and stiffness) y TADAS (triangular-plates added damping and stiffness) [4].

Otra opción que ofrece resistencia y una capacidad estable de disipación de energía es la riostra de pandeo restringido o BRB (buckling restrained brace). Este dispositivo consta de dos partes fundamentales: un núcleo central de acero recubierto por una capa antiadherente, y un tubo exterior relleno generalmente con mortero de cemento. El núcleo se encarga de soportar la carga axial mientras que el tubo exterior, a través del mortero, proporciona soporte lateral al núcleo y evita el pandeo global del dispositivo. La capa de material antiadherente a lo largo del núcleo de acero elimina la transferencia de esfuerzos cortantes durante el alargamiento y la contracción del núcleo y también permite su libre expansión lateral cuando está en compresión.

Un primer intento de crear una riostra que disipe energía y que no muestre síntomas de pandeo está reportado en [5]. El sistema consistía básicamente de un núcleo de acero encerrado en un tubo de sección cuadrada relleno con mortero. Aunque se reportaron unas pocas características histeréticas estables, encontraron que después de un ciclo de carga de compresión la deformación transversal del mortero resultó en un permanente espacio vacío lo suficientemente

grande para permitir el pandeo local durante la subsiguiente carga de compresión.

Por otra parte, se llevaron a cabo pruebas sobre placas de acero similares a las de la investigación anterior, con las diferencias de que en esta ocasión el material confinante fue hormigón armado y existía una capa de material antiadherente al rededor del núcleo [6]. Sin embargo se encontró que bajo la acción de cargas repetitivas el hormigón se agrietaba y disminuía su efecto de restricción al pandeo [7].

Con el paso del tiempo y gracias a importantes características como la simplicidad de su diseño y un destacado rendimiento histerético, los BRB han llamado la atención de diferentes compañías a nivel mundial dedicadas al diseño de dispositivos antisísmicos tales como: Nippon Steel Engineering, Star Seismic y CoreBrace. Estas compañías han investigado, desarrollado y patentado sus propios diseños de riostras de pandeo restringido con el objetivo de introducirlos en el mercado.

En la actualidad el uso de este sistema de reforzamiento estructural ha ganado espacio y aceptación por parte de los ingenieros civiles, convirtiéndose en una buena alternativa frente a los tradicionales métodos de control sísmico. Países líderes dentro del campo de la ingeniería sismorresistente tales como: Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda, entre otros; ya han incorporado normativas, recomendaciones y protocolos de carga para normar el correcto uso de estos disipadores de energía.

Inconvenientes como la poca investigación, la escasa experiencia y la incertidumbre en el desempeño de un sistema sismorresistente que no sea el comúnmente usado; son los limitantes principales para que en el Ecuador no se haya fomentado ni regulado mediante una normativa el uso de pórticos con riostras de pandeo restringido como sistema de control de respuesta sísmica.

1.2. Justificación

Es bien sabido que parte de las edificaciones existentes en el Ecuador, poco o casi nada se ajustan a las recomendaciones sismorresistentes estipuladas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Vale la pena mencionar que toda edificación, ya sea nueva o existente; debe estar en la capacidad de soportar las acciones de las fuerzas laterales inducidas por un evento sísmico y al mismo tiempo resistir las fuerzas gravitacionales, sin que esto ponga en peligro la seguridad de sus ocupantes.

Como iniciativa para dar solución a este inconveniente, se deben tomar en cuenta alternativas de reforzamiento sísmico que presenten una buena relación entre funcionalidad y operatividad, sin comprometer el aspecto arquitectónico de la estructura.

Para el caso específico de nuestro país, una nación en vías de desarrollo; es clave considerar opciones de reforzamiento para las estructuras que posean entre sus principales cualidades un buen desempeño y una implementación técnica y económicamente viable. Por lo tanto un dissipador de fluencia de metales, tal como lo es un BRB; destaca como una de las principales opciones a considerar debido a que sus componentes son de fácil adquisición y no se requiere de grandes tecnologías para su posterior construcción y montaje.

Si bien en Ecuador esta tecnología es relativamente nueva y los ingenieros se muestran reacios a utilizarla debido al precio alto de los dispositivos patentados, se busca mediante este trabajo; brindar una alternativa económica con el análisis y fabricación de dispositivos (riostras de pandeo restringido) que reúnan importantes cualidades: economía, eficiencia y producción sencilla; para finalmente analizar su factibilidad de implementación en el medio y bajo qué condiciones específicas.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Realizar un análisis de factibilidad de la implementación en la ciudad de Cuenca, Ecuador, de sistemas con riostras de pandeo restringido como dispositivos dissipadores de energía.

1.3.2. Objetivos específicos

- Analizar los fundamentos teóricos del sistema sismorresistente.
- Realizar diseños simples y económicos de riostras de pandeo restringido.
- Realizar ensayos de carga axial en modelos a escala.
- Aplicar el sistema a una edificación de acero de 5 y 10 pisos.
- Realizar un análisis costo vs beneficio de la implementación del sistema.

2. RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO (BUCKLING RESTRAINED BRACES)

2.1. Introducción

En este capítulo se presentan a las riostras de pandeo restringido como elemento de disipación de energía, destacando sus componentes, características y aplicaciones como elemento fundamental del sistema estructural.

El objetivo principal para el uso de un BRB dentro de los pórticos de un edificio es suministrarle a la estructura una capacidad para controlar las demandas máximas de ductilidad global, la distorsión de entrepiso y la energía histerética disipada durante algún evento sísmico. De esta manera se garantiza la seguridad de los ocupantes pero se permite un cierto grado de daño en algunos elementos estructurales, específicamente la fluencia de los núcleos de las riostras.

2.2. Evolución y Desarrollo de las Riostras de Pandeo Restringido

Muchos investigadores han estudiado y documentado el desarrollo general de los sistemas de disipación de energía, tal como se mencionó en capítulos anteriores. La línea cronológica correspondiente al desarrollo de los pórticos con riostras de pandeo restringido como sistema antisísmico se muestra en la Figura 2.1.

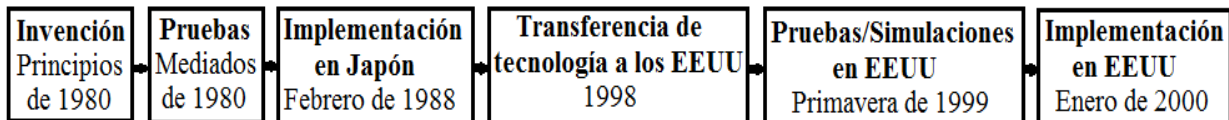


Figura 2.1 Cronología del desarrollo del sistema BRB.

2.2.1. Desarrollo de los BRB en Japón

El concepto inicial de BRB fue desarrollado por primera vez en Japón. El sistema fue diseñado inicialmente para que placas planas de acero se intercalaran entre paneles de hormigón prefabricado, el mismo que se encargaría de proveer una efectiva restricción lateral [8]. En la década de 1980, la intención de eliminar el fallo por pandeo de elementos esbeltos condujo a un esfuerzo de colaboración entre el profesor Wada, del Instituto de Tecnología de Tokio; y la empresa Nippon Steel Construction, unión que produjo como resultado el modelo actual del sistema BRB. El diseño fue inspirado por un hueso humano típico que es más grande en sus extremos con una sección reducida en el medio [9]. Investigaciones futuras

revelaron que garantizar una condición de anti adherencia entre el núcleo y el hormigón es muy importante para permitir que el núcleo resista únicamente la carga axial, mientras que el panel de hormigón sirva para prevenir el pandeo. Los resultados también mostraron que a fin de permitir la libre deformación de los extremos rigidizados en los paneles prefabricados, es importante proporcionar un espacio libre entre las partes rigidizadoras y el material confinante. La Figura 2.2 muestra la configuración de prueba y los resultados para determinar el rendimiento del sistema propuesto y diseñado en [8].

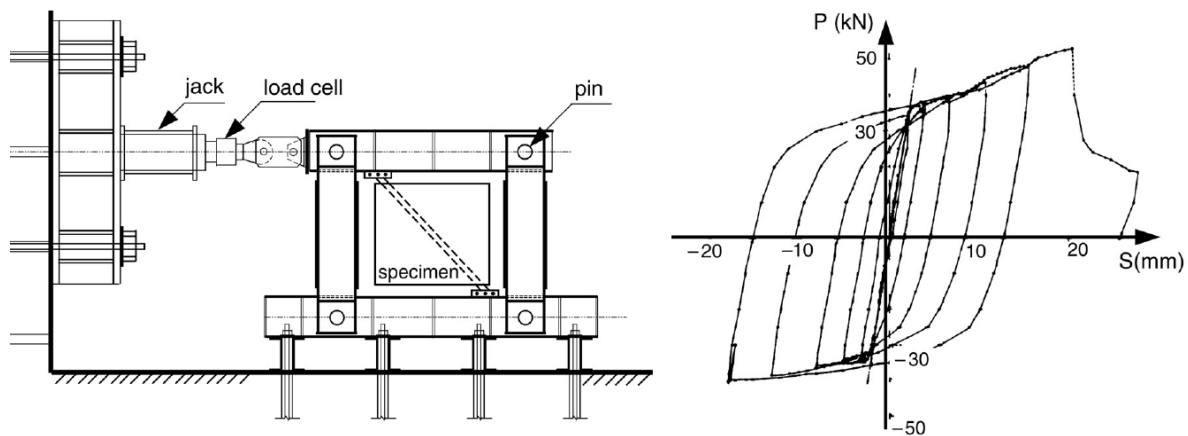


Figura 2.2 Configuración de prueba y comportamiento histerético de un BRB [8].

Por otra parte, Kimura et al. en 1976 realizaron la primera prueba en riostras encerradas en tubos de acero rellenos con mortero sin el agente antiadherente, mientras Fujimoto et al. en 1988 amplió esta investigación con la implementación de un material aislante entre el núcleo y el medio confinante [10]. Es así como las riostras de pandeo restringido se utilizan por primera vez en Japón y para el año 2000 el sistema BRB es el tipo de amortiguador más ampliamente utilizado en edificios de gran altura construidos en el país asiático.

2.2.2. Desarrollo de los BRB en Estados Unidos

En 1999, se llevó a cabo la primera prueba del sistema BRB en UC Berkeley. Los ensayos realizados demostraron un buen rendimiento del sistema bajo varios protocolos de carga. Para el año 2000, se registra en Estados Unidos la primera aplicación del sistema BRB como un dispositivo primario de resistencia lateral en UC Davis [9].

En 2004, las pruebas a escala sobre un Pórtico Especial Arriostrado Concéntricamente (SCBF) realizadas por la Universidad de Berkeley, demostraron

un bajo rendimiento inelástico del sistema debido al comportamiento inherente de pandeo. En contraste, los resultados de laboratorio mostraron que el Pórtico con Riostras de Pandeo Restringido (BRBF) demostró un rendimiento superior en comparación con el sistema SCBF como se muestra en la Figura 2.3. Sin embargo también encontró un punto negativo para el BRBF, principalmente en sus elementos complementarios, lo que a su vez contribuyó a un pandeo fuera del plano de la conexión [9].

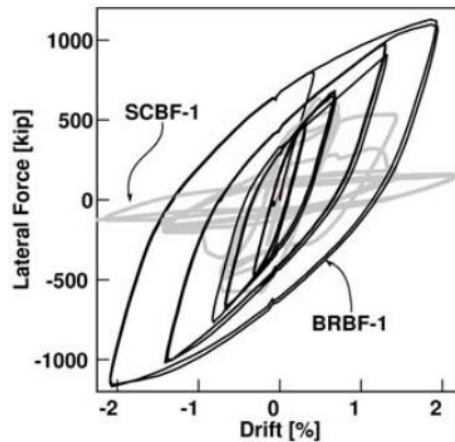


Figura 2.3 Comportamiento histerético de un BRBF [9].

2.2.3. Desarrollo de los BRB en Latinoamérica y Ecuador

Aunque en el Ecuador no se cuente con estudios en lo que respecta a los BRB, en Latinoamérica se han llevado a cabo un cierto número de investigaciones sobre este elemento estructural, dejando así un precedente para que futuros análisis aporten a un mejor conocimiento de este sistema sismorresistente. Se presenta por lo tanto en la Tabla 2.1 un resumen de dichos trabajos, destacando las investigaciones iniciales realizadas en diferentes estados de la región.

Tabla 2.1 Desarrollo de los BRB en Latinoamérica [11].

País	Investigador (es)	Descripción
México	Terán & Virto (2006)	Comportamiento de edificaciones de variada altura rigidizadas con contravientos desadheridos (BRB).
	Coeto & Terán (2007)	Estudio de Distintos Disipadores por Fluencia.
Argentina	Palazzo & Crisafulli (2004)	Análisis numérico experimental de barras de pandeo restringido.
	Palazzo & Crisafulli (2006)	
Colombia	Oviedo & Duque (2009)	Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas.
	Cancelado (2012)	Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo BRB.

Para naciones en vías de desarrollo; un dissipador de tipo histerético o de fluencia de metales presenta una gran versatilidad y una muy buena adaptación a las condiciones de construcción presentes en dichos países [12]. Sin embargo, la falta de investigaciones y estudios propios, sumados al desconocimiento y a la desconfianza al momento de utilizar sistemas sismorresistentes no convencionales; son las razones principales para que en el Ecuador no sea común la utilización de esta técnica de control de respuesta sísmica.

2.3. Descripción General de los BRB

La riostra de pandeo restringido o BRB está compuesta de un núcleo central de acero que es el encargado, mediante su comportamiento dúctil; de soportar las fuerzas sísmicas de compresión o tensión ejercidas sobre el dispositivo. El núcleo se encuentra dentro de una camisa de revestimiento de acero, la cual es rellena con cierto material confinante con el objetivo de proporcionar la suficiente rigidez a la riostra para evitar el pandeo global del sistema bajo cargas de compresión. Además, la capa de material antiadherente que se encuentra a lo largo del núcleo, elimina la transferencia de esfuerzos cortantes durante el alargamiento y la contracción del mismo.

En la Figura 2.4 se presenta un tipo de BRB cuyo núcleo está conformado por una platina rectangular. Una sección circular HSS cumple las funciones de camisa mientras que el mortero de cemento se desempeña como material de confinante. Una capa de material aislante se utiliza para eliminar en todo lo posible, la transferencia de esfuerzos cortantes desde el núcleo hacia el mortero y la camisa.

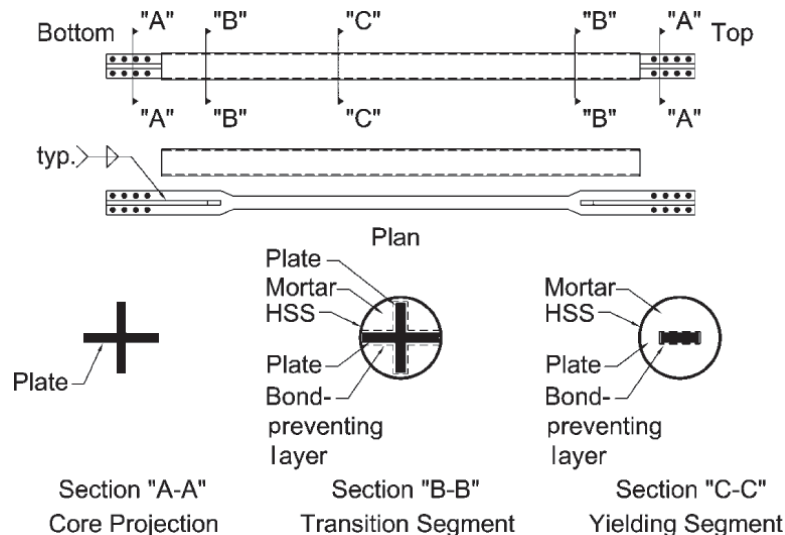


Figura 2.4 Detalles de una riostra de pandeo restringido (BRB) [13].

En los pórticos con riostras de pandeo restringido, los elementos de arriostramiento disipan la energía a través de ciclos estables de fluencia a compresión y tensión [14]. La Figura 2.5 muestra el comportamiento histerético de una riostra con y sin restricción al pandeo, sometida a cargas de tensión y compresión. Este aumento significativo en la resistencia de la riostra cuando se encuentra a compresión se logra limitando a que el núcleo resista las cargas axiales mientras que la camisa y el mortero confinante sean los encargados de soportar el pandeo global y los modos superiores de pandeo del núcleo (rippling).

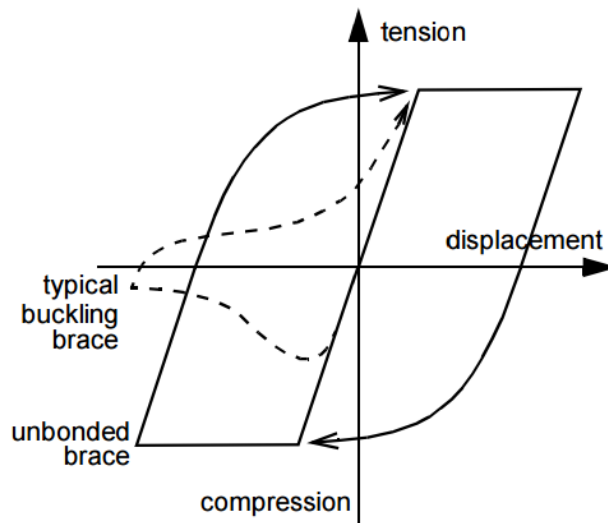


Figura 2.5 Comportamiento de una riostra bajo ciclos de compresión y tensión [14].

2.4. Componentes Básicos de los BRB

Una riostra de pandeo restringido se compone de seis elementos básicos, tal como se presenta en la Figura 2.6 y los cuales se describen a continuación:

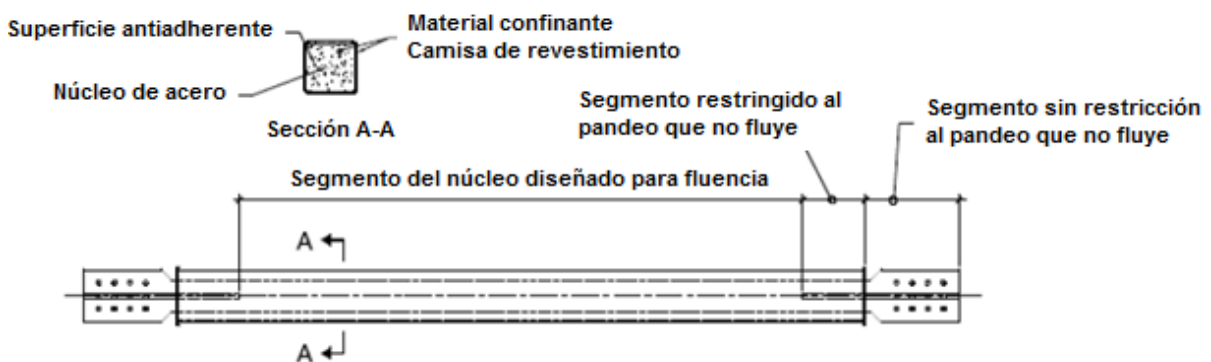


Figura 2.6 Componentes básicos de una riostra de pandeo restringido (BRB) [7].

1) Segmento del núcleo diseñado para fluencia

Existe una compilación de varias secciones transversales que han sido estudiadas y utilizadas dentro del sistema BRBF [10]. En Figura 2.7 se ilustran aquellas que han tenido mayor aceptación y uso a lo largo de la historia del sistema sismorresistente. Cabe mencionar que no hay certeza alguna sobre cuál es la mejor sección para que el núcleo alcance su máximo rendimiento, aunque las opciones más comúnmente utilizadas son las secciones en forma de placas rectangulares (a) y las secciones cruciformes (c).

Debido a que este núcleo se diseña para fluencia bajo cargas cíclicas, el uso de acero de baja resistencia, por ejemplo acero A36; proporciona al dispositivo una mayor capacidad de deformación plástica, con lo que disipa más energía y se reduce el daño estructural [15].

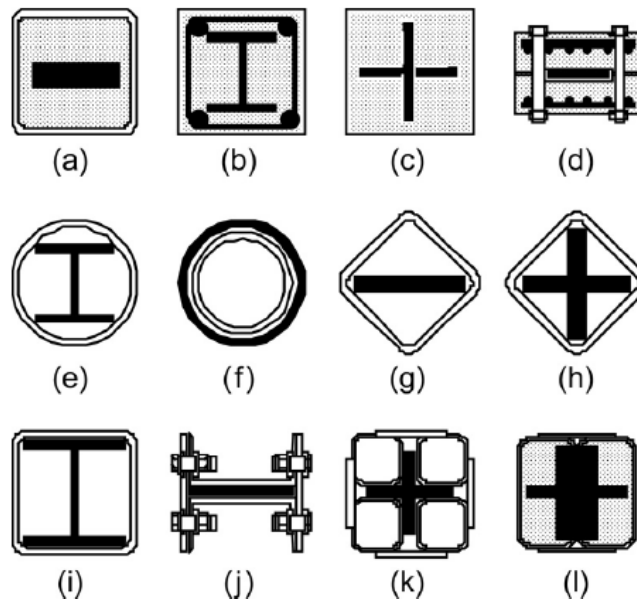


Figura 2.7 Diferentes secciones transversales del núcleo de un BRB [10].

2) Segmento restringido al pandeo que no fluye

Es la parte del núcleo que presenta una mayor sección transversal y una geometría suavizada con el objetivo de evitar concentraciones de esfuerzos en el segmento, garantizando así su correcto comportamiento dentro del rango elástico. En la mayoría de casos se usan rigidizadores soldados al núcleo para aumentar el área del mismo y evitar problemas por pandeo local.

3) Segmento sin restricción al pandeo que no fluye

Este segmento del dispositivo se encuentra adyacente al descrito anteriormente y su función principal es la de conectar el dissipador a la placa de conexión, ya sea con la ayuda de pernos, pasadores o material de soldadura. La principal ventaja de usar una conexión empernada es la mejor distribución de esfuerzos hacia la placa de conexión mientras que el uso de uniones soldadas contribuye a un menor tiempo de instalación del BRB. Evitar el pandeo local, la facilidad de montaje del BRB y una posterior inspección y remplazo del mismo; son los criterios a tener en cuenta al momento de diseñar este segmento.

4) Superficie antiadherente

Dado que uno de los aspectos clave del diseño del BRB es asegurar un adecuado deslizamiento entre el núcleo y el mortero confinante, se ha dispuesto el uso de una capa de material aislante o antiadherente entre ellos con el fin de evitar la transferencia de esfuerzo cortante.

Varios materiales aislantes han sido empleados en las investigaciones de BRB. La primera investigación realizada sobre este componente del dissipador puso a prueba materiales como resina epoxi, resina de silicio y cintas de vinilo [8]. Otros materiales tales como pintura de silicona, espuma de estireno, capas de polietileno y láminas de caucho también han sido considerados como agentes antiadherentes [10]. Sin embargo, no existe certeza alguna sobre cuál es el agente aislante que provee el mayor rendimiento al dispositivo.

5) Camisa de revestimiento

La capacidad del BRB para resistir pandeo por flexión puede estar limitada por el espesor del tubo o camisa de revestimiento. Esto, a su vez, afecta en forma directa al pandeo local del núcleo y por lo tanto a la estabilidad de todo el sistema. Diversas disposiciones de la camisa de revestimiento han sido sometidas a pruebas de carga cíclicas y análisis numéricos para investigar la influencia del tubo de contención en el rendimiento del sistema. Se encontró que la falla por pandeo local en la placa núcleo puede ocurrir, dependiendo de la relación de anchura a espesor del tubo de revestimiento. Para el caso específico de un perfil HSS rectangular, una relación alta de aproximadamente 65; muestra evidencias de pandeo local durante la ejecución de las pruebas, mientras que una relación de 25 no muestra evidencia de fallo por pandeo local [16].

6) Material confinante

Los primeros estudios sobre riostras de pandeo restringido utilizaron hormigón o mortero reforzado como material de relleno para frenar el pandeo del núcleo de acero. Una investigación que estudia el efecto del material de relleno está reportada en [17]. En dichos estudios, se realizaron pruebas uniaxiales a tres ejemplares de BRB con diferentes materiales de relleno. Los resultados se muestran en la Figura 2.8, donde el material de relleno de la muestra (a) es hormigón normal, (b) agregado y (c) hormigón pobre. De los resultados, se puede concluir que el hormigón normal realiza el mejor trabajo en comparación con los otros materiales de confinamiento.

Varias investigaciones también construyen sus muestras sin ningún material de relleno, sin embargo, teniendo en cuenta el riesgo y la incertidumbre en la construcción de un elemento que resiste fuerzas sísmicas y la fácil disponibilidad de materiales de relleno; es más seguro utilizar un material confinante en el diseño del BRB.

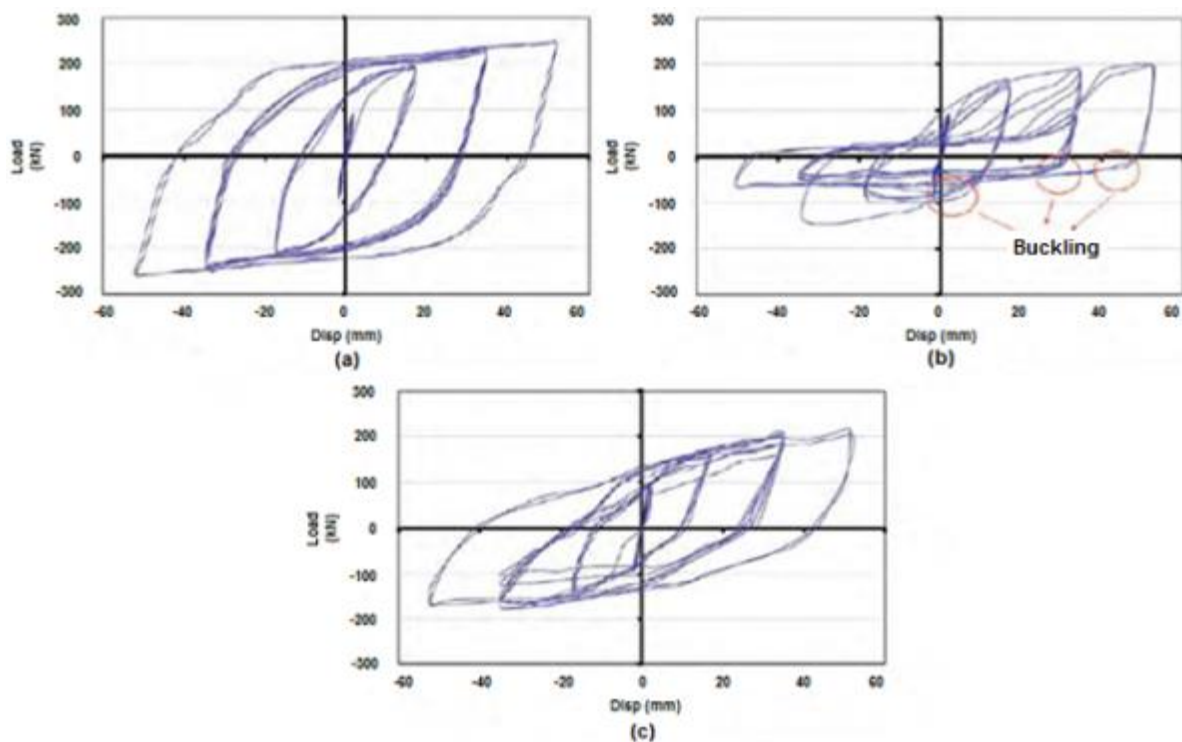


Figura 2.8 Comparación de los resultados histeréticos correspondientes a diferentes materiales confinantes [17].

2.5. Conexiones

Hussain et al. encontraron que existen tres configuraciones comunes para las conexiones de los BRB [9]. Estas conexiones han sido desarrolladas por los tres principales fabricantes de riostras de pandeo restringido. Una configuración, fabricada por Nippon Steel, tiene una conexión estándar atornillada típica, mientras que CoreBrace ha desarrollado una conexión atornillada modificada. Otro fabricante de BRB, Star Seismic; ha desarrollado una conexión articulada con pasador. Las distintas conexiones, así como sus ventajas y desventajas muestran en la Figura 2.9 y se enumeran en la Tabla 2.2, respectivamente.



(a)



(b)



(c)

Figura 2.9 (a) Conexión estándar atornillada, (b) Conexión atornillada modificada, y (c) Conexión articulada con pasador.

Tabla 2.2 Diferentes tipos de conexiones para los BRB.

Tipo de conexión	Ventajas	Desventajas
Estándar atornillada	<ul style="list-style-type: none"> Los agujeros sobredimensionados permiten una mayor tolerancia en el armado de la estructura. Los agujeros múltiples proporcionan una mayor redundancia. Existe una mejor distribución de las fuerzas hacia las placas de conexión (gusset plates). 	<ul style="list-style-type: none"> Dado que no es una conexión articulada, momentos secundarios se producen entre la conexión y la riostra. Mayor costo de instalación debido al gran número de pernos y placas de anclaje. Mayor tamaño de los gusset plates y menor longitud de fluencia para los BRB.
Atornillada modificada	<ul style="list-style-type: none"> Las mismas de la conexión estándar atornillada. Menor cantidad de pernos y no se necesitan placas de anclaje. 	<ul style="list-style-type: none"> Las mismas de la conexión estándar atornillada.
Articulada con pasador	<ul style="list-style-type: none"> Mayor longitud de fluencia del BRB resultando en deformaciones menores para una carga dada. La articulación elimina los momentos secundarios debido a las derivas. Reducción en los costos de instalación. 	<ul style="list-style-type: none"> Menor tolerancia para el montaje. Menor redundancia dado que es un solo elemento (el pasador) de conexión.

Es bueno añadir que una de las principales diferencias entre las conexiones pernadas y las articuladas, es que en las primeras se presenta transmisión de momentos debido a la rotación del nudo produciendo fallas en las vigas, en las columnas y en las placas de conexión tal como se observa en la Figura 2.10.

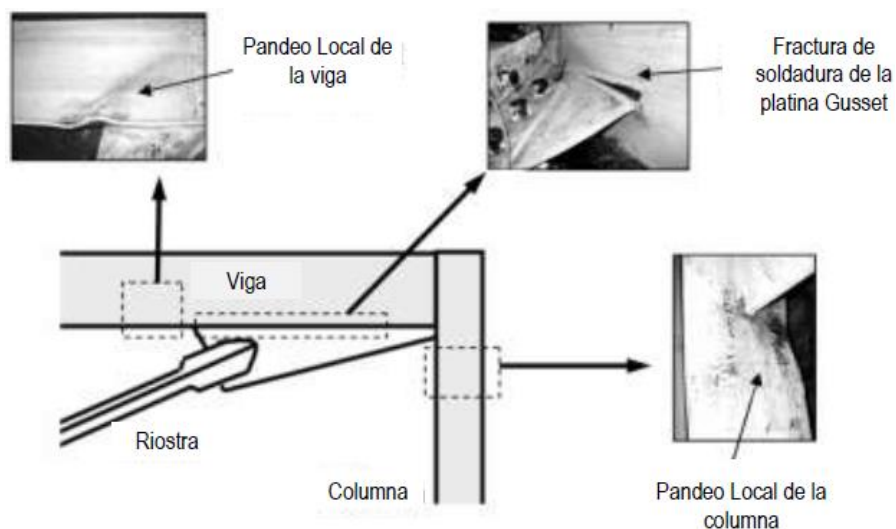


Figura 2.10 Fallas en las conexiones de los BRBF [18].

Para solucionar este inconveniente varios autores han propuesto arreglos y aditamentos en las vigas cerca a las uniones con las columnas con el fin de disminuir o evitar la transmisión de momentos para que las riostras solamente funcionen a cargas axiales. A continuación, la Figura 2.11 presenta una propuesta desarrollada por Fanestock et. al. [19].

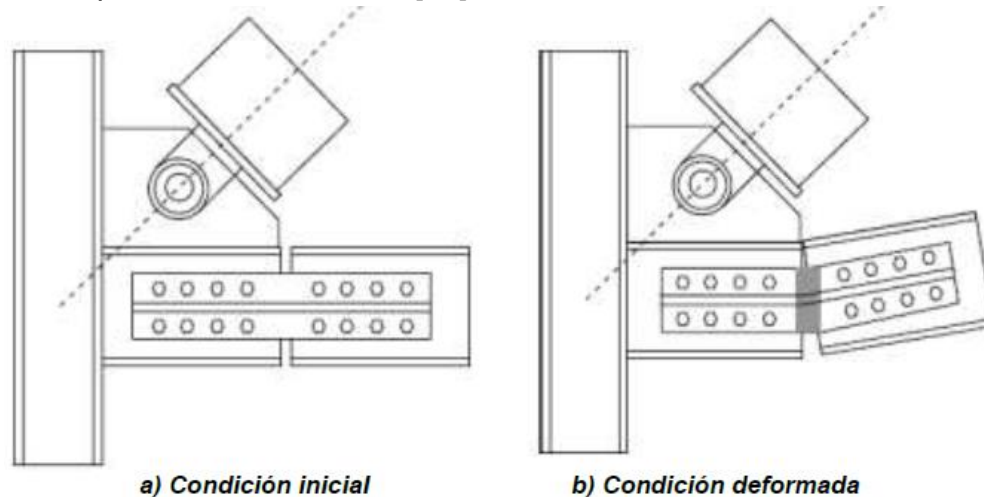


Figura 2.11 Conexión propuesta de viga-columna-BRB [19].

2.6. Ventajas y Desventajas de los BRBF

Los pórticos con riostras de pandeo restringido poseen varias ventajas y desventajas en comparación con otros dispositivos basados también en la fluencia de los metales.

2.6.1. Algunas ventajas

- La relación energía disipada/material usado (incluyendo disipadores, riostras y conexiones) es la más alta dentro de los pórticos con arriostramientos concéntricos [20].
- El grado de plastificación es uniforme a lo largo de todo el núcleo de acero.
- Las riostras de pandeo restringido constituyen por si solas un sistema de arriostramiento y no es necesario conectores extras para acoplar el dispositivo al pórtico principal.
- Comparado con los pórticos especiales resistentes a momento, los pórticos con riostras de pandeo restringido presentan una mayor rigidez lateral, lo que facilita el cumplimiento de derivas inelásticas recomendadas por las normativas sísmicas.
- Un BRB es considerado como un fusible estructural, ya que mientras

disipan gran parte energía sísmica por medio de ciclos histeréticos, los otros miembros del pórtico no sufren daños considerables (se mantienen en el rango elástico).

- Aunque las riostras de pandeo restringido son dispositivos relativamente caros, con la utilización de este sistema estructural una cantidad significativa de dinero puede ser ahorrada al utilizar menos acero, uniones más simples y cimentaciones de menor tamaño [21].

2.6.2. Algunas desventajas

- La mayoría de los dispositivos BRB se encuentran protegidos bajo patentes.
- Luego de que el dispositivo ha disipado energía, se presentan grandes deformaciones inelásticas y una baja rigidez post fluencia.
- Cuando la estructura ha sido sometida a un evento sísmico fuerte, la totalidad del dispositivo tiene que ser remplazado.
- Se deben realizar ensayos de laboratorio y revisar los criterios de diseño para cada proyecto en particular.

3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA RIOSTRA DE PANDEO RESTRINGIDO

3.1. Introducción

En cualquier riostra de pandeo restringido, existen tres tipos de pandeo posibles [1]:

- a) Pandeo del núcleo, que no involucra la flexión de la camisa de revestimiento; más bien el núcleo se comporta como una columna embebida en un medio elástico. Este fenómeno es comúnmente conocido como ondulación (rippling) o modos superiores de pandeo del núcleo. Para los pequeños desplazamientos laterales, el medio elástico es la superficie antiadherente, que es extremadamente flexible, siendo incapaz de proporcionar algún tipo de restricción relevante. Por el contrario, las deformaciones más grandes implican el trabajo del material confinante.
- b) Pandeo local del segmento sin restricción al pandeo. La acción de las fuerzas de tensión sobre el núcleo hacen que éste sobresalga del sistema anti pandeo, creando inestabilidad cuando el núcleo se encuentre bajo cargas compresivas. Este fenómeno se puede describir fácilmente por el análisis convencional de Euler; por lo tanto, no hay consideraciones adicionales incluidas aquí.
- c) Pandeo global de todo el dispositivo. El pandeo del núcleo induce a la flexión global de todo el dispositivo.

Por lo tanto, en esta sección se presenta un modelo simplificado de un análisis de segundo orden sobre riostras de pandeo restringido con el objetivo de prevenir los modos de falla descritos anteriormente.

3.2. Análisis De Estabilidad del Núcleo Bajo Cargas de Compresión

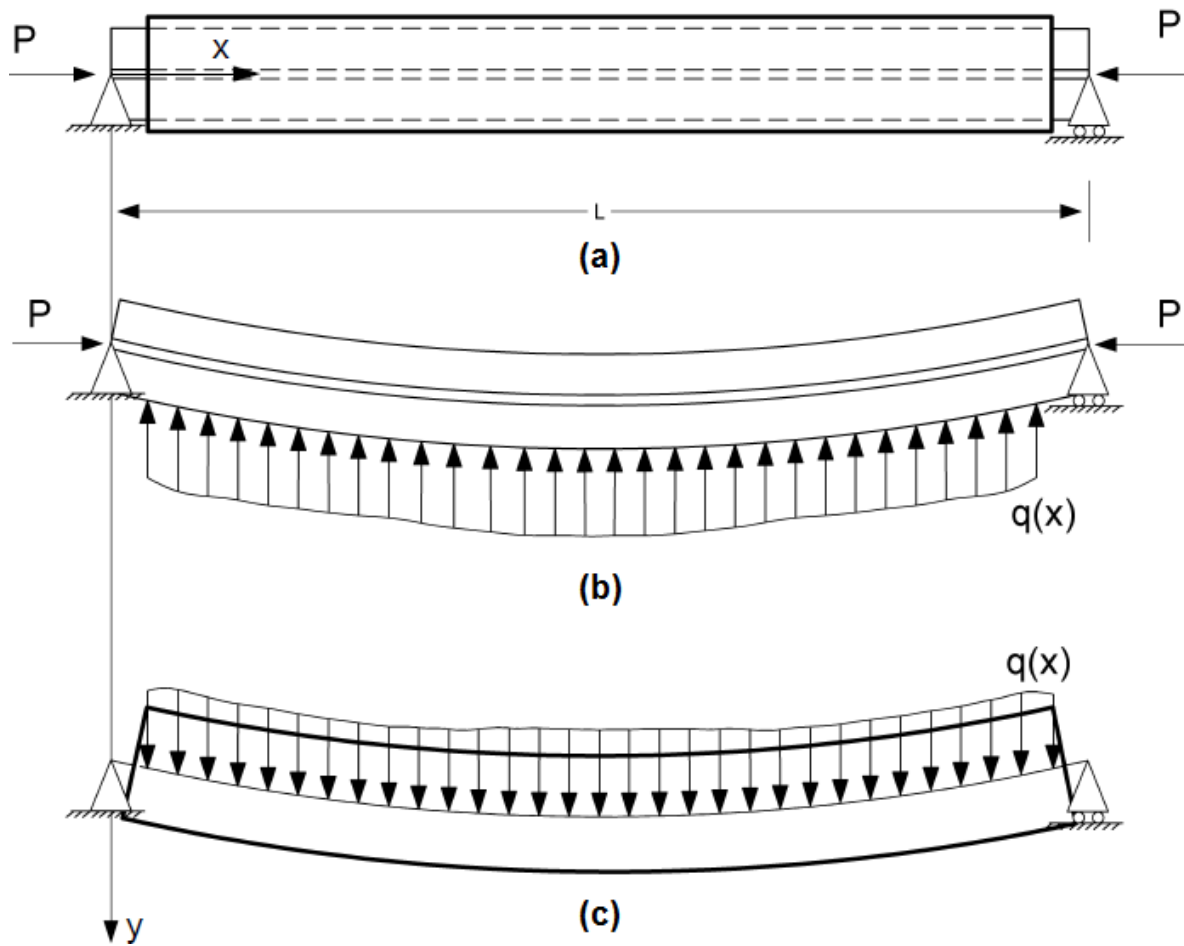


Figura 3.1 (a) BRB bajo cargas axiales, (b) Carga distribuida a lo largo del núcleo en su configuración deformada y (c) Carga distribuida a lo largo de la camisa/material confinante [1].

La estabilidad global de la riostra de pandeo restringido puede ser calculada directamente de la teoría de pandeo de Euler. La Figura 3.1 (a) muestra un esquema de un BRB en compresión, mientras la Figura 3.1 (b) y la Figura 3.1 (c) muestran sobre una riostra ya deformada; las fuerzas distribuidas actuantes sobre el núcleo de acero y el sistema anti pandeo, respectivamente. La carga desconocida $q(x)$, indicada en la Figura 3.1 (b) es la reacción transversal del sistema anti pandeo sobre el núcleo de acero interior. Usando el sistema de referencia indicado en la Figura 3.1, el equilibrio del núcleo interior en su configuración deformada está dado por la ecuación:

$$E_n I_n \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -q(x) \quad \text{Ec. 3.1}$$

Donde:

$y(x)$	=	Deflexión transversal,
P	=	Carga axial,
$q(x)$	=	Carga distribuida,
E_n	=	Módulo de elasticidad del núcleo de acero,
I_n	=	Momento de inercia del núcleo de acero.

El signo menos en el lado derecho de la ecuación 3.1 resulta del hecho de que $q(x)$ actúa en la dirección opuesta a la deflexión $y(x)$. Una igual carga distribuida y de sentido contrario $q(x)$ está actuando sobre el sistema anti pandeo según se muestra en la Figura 3.1 (c). Del equilibrio de un segmento se obtiene:

$$E_t I_t \frac{d^4 y(x)}{dx^4} = q(x) \quad Ec. 3.2$$

Donde:

$y(x)$	=	Deflexión transversal (misma que aparece en la ecuación 3.1),
E_t	=	Módulo de elasticidad de la camisa de revestimiento,
I_t	=	Momento de inercia de la camisa de revestimiento.

Sumando la ecuación 3.1 y la ecuación 3.2 para eliminar la carga distribuida desconocida $q(x)$, se obtiene:

$$E_n I_n \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -E_t I_t \frac{d^4 y(x)}{dx^4} \quad Ec. 3.3$$

La cual, luego de una reagrupación de términos; se convierte en una ecuación diferencial homogénea de Euler:

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} + \frac{P}{E_n I_n + E_t I_t} \frac{d^2 y(x)}{dx^2} = 0 \quad Ec. 3.4$$

Para una riostra de longitud L , la ecuación 3.4 representa la carga crítica de pandeo de la riostra, obteniéndose:

$$P_{cr} = P_{crt} = \frac{\pi^2}{(KL)^2} (E_n I_n + E_t I_t) \quad Ec. 3.5$$

Donde:

K	=	Factor de longitud efectiva, ($K = 1$ para extremos articulados y $K = 0.5$ para extremos empotrados).
-----	---	---

L = Longitud del elemento.

Despreciando la rigidez a flexión del núcleo de acero $E_n I_n$, (la cual es dos a tres veces menor en magnitud que la rigidez a flexión del sistema anti pandeo $E_t I_t$), la ecuación 3.5 se simplifica a:

$$P_{cr} = P_{crt} = \frac{\pi^2 E_t I_t}{(KL)^2} \quad Ec. 3.6$$

Donde:

E_t = Módulo de elasticidad de la camisa de revestimiento,
 I_t = Momento de inercia de la camisa de revestimiento.

Por lo tanto, la ecuación 3.6 indica que la carga crítica de la riostra de pandeo restringido es simplemente la carga de pandeo de Euler del tubo exterior. En consecuencia, la estabilidad global de la riostra está asegurada cuando la carga de pandeo de Euler del tubo P_{cr} , excede el rendimiento de carga del núcleo $P_y = F_y A_n$.

3.3. Modos Superiores de Pandeo del Núcleo

La eficacia de la riostra de pandeo restringido se incrementa cuando no se produce el pandeo local del núcleo de acero a lo largo de la longitud restringida. Suponiendo que el comportamiento del mortero de hormigón confinante se puede comparar con el de una superficie elástica, la carga distribuida $q(x)$ ejercida a lo largo del núcleo de acero puede ser expresada por $q(x) = \beta y(x)$, donde β es la constante elástica distribuida de un resorte con dimensiones $[F]/[L^2]$ y $y(x)$ es la deflexión transversal del núcleo. Con estas consideraciones, la ecuación 3.1 se transforma en:

$$E_n I_n \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + P \frac{d^2 y(x)}{dx^2} + \beta y(x) = 0 \quad Ec. 3.7$$

La solución de la ecuación 3.7 se puede obtener ya sea siguiendo un método energético o por integración directa. En este documento presentamos la solución para la carga crítica por integración directa, ya que implica un análisis más sencillo y compacto.

Dividiendo por $E_n I_n$, la ecuación 3.7 se puede expresar como:

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} + 2k^2 \frac{d^2 y(x)}{dx^2} + \xi^4 y(x) = 0 \quad \text{Ec. 3.8}$$

Donde $k^2 = \frac{1}{2}(P/E_n I_n)$ y $\xi^4 = \beta/E_n I_n$. Una solución para la ecuación 3.8 tiene la forma:

$$y(x) = Ae^{\lambda x} \quad \text{Ec. 3.9}$$

La cual, cuando es sustituida en la ecuación 3.8 da como resultado una ecuación bicuadrada de la forma:

$$\lambda^4 + 2k^2 \lambda^2 + \xi^4 = 0 \quad \text{Ec. 3.10}$$

Con el objetivo de reducir el orden de la ecuación 3.10, se asume que $z = \lambda^2$, con lo que se obtiene:

$$z^2 + 2k^2 z + \xi^4 = 0 \quad \text{Ec. 3.11}$$

Cuyo discriminante es $\Delta = 2\sqrt{k^4 - \xi^4}$.

Para una riostra en particular, el factor $\xi = (\beta/E_n I_n)^{1/4}$ esta dado, mientras que $k = \sqrt{P/(2E_n I_n)}$ se incrementa con la carga axial P .

Para el caso específico en el que $k^4 < \xi^4$, el cual corresponde a la situación en la cual $P < 2\sqrt{\beta E_n I_n}$, el discriminante es imaginario:

$$\sqrt{\Delta} = 2ik^2 \sqrt{\frac{\xi^4}{k^4} - 1} \quad \text{Ec. 3.12}$$

Y las soluciones para la ecuación 3.11 son:

$$z_1 = -k^2(1 - i\delta) \quad \text{Ec. 3.13}$$

$$z_2 = -k^2(1 + i\delta) \quad \text{Ec. 3.14}$$

Donde $\delta = \sqrt{\xi^4/k^4 - 1}$. Recordando que $z = \lambda^2$, las cuatro raíces de λ para la ecuación 3.10 son:

$$\lambda_1 = ik(1 - i\delta)^{1/2} \quad \text{Ec. 3.15}$$

$$\lambda_2 = -ik(1 - i\delta)^{1/2} \quad \text{Ec. 3.16}$$

$$\lambda_3 = ik(1 + i\delta)^{1/2} \quad Ec. 3.17$$

$$\lambda_4 = -ik(1 + i\delta)^{1/2} \quad Ec. 3.18$$

Con las cuatro raíces admisibles de λ dadas por las ecuación 3.15 hasta la ecuación 3.18, la solución general de la ecuación 3.8 es:

$$y(x) = A_1 e^{ik(1-i\delta)^{1/2}x} + A_2 e^{-ik(1-i\delta)^{1/2}x} + A_3 e^{ik(1+i\delta)^{1/2}x} + A_4 e^{-ik(1+i\delta)^{1/2}x} \quad Ec. 3.19$$

Las constantes A_1 hasta la A_4 son obtenidas mediante las condiciones de frontera. Para una riostra con conexiones articuladas en ambos extremos,

$$y(0) = 0 \quad y \quad \frac{d^2 y(0)}{dx^2} = 0 \quad Ec. 3.20$$

$$y(L) = 0 \quad y \quad \frac{d^2 y(L)}{dx^2} = 0 \quad Ec. 3.21$$

Las mismas que al ser remplazadas en la ecuación 3.19 conduce a un sistema de ecuaciones homogéneo:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ -k^2(1-i\delta) & -k^2(1-i\delta) & -k^2(1+i\delta) & -k^2(1+i\delta) \\ e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} & e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} \\ -k^2(1-i\delta)e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & -k^2(1-i\delta)e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & -k^2(1-i\delta)e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} & -k^2(1-i\delta)e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$Ec. 3.22$$

Para una solución no trivial de la ecuación 3.22, el determinante del sistema tiene que ser igual a cero. Esto se puede conseguir asumiendo que $\delta = 0$, lo que hace que las dos primeras y las dos últimas filas sean linealmente dependientes y así el determinante desaparece. El requerimiento para que δ sea igual a 0 implica que $k^4 = \xi^4$, lo que nos proporciona un valor para la carga crítica, P_{crm} de:

$$P_{crm} = 2\sqrt{\beta E_n I_n} \quad Ec. 3.23$$

La carga crítica dada por la ecuación 3.23 es conocida en la literatura por [7] y también puede ser obtenida de la minimización de la energía de deformación de una viga en un medio elástico que ha asumido m números de ondulaciones [22].

La ecuación 3.19 puede también ser usada para obtener la carga crítica de pandeo de una riostra de pandeo restringido con uniones rígidas en sus extremos,

$$y(0) = 0 \quad y \quad \frac{dy(0)}{dx^2} = 0 \quad \text{Ec. 3.24}$$

$$y(L) = 0 \quad y \quad \frac{dy(L)}{dx^2} = 0 \quad \text{Ec. 3.25}$$

Cuando las condiciones de contorno dadas por la ecuación 3.24 y ecuación 3.25 son aplicadas en la ecuación 3.19 se obtiene un sistema homogéneo de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ ik(1-i\delta)^{1/2} & -ik(1-i\delta) & ik(1+i\delta) & -ik(1+i\delta)^{1/2} \\ e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & e^{-ik(1-i\delta)^{1/2}L} & e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} & e^{-ik(1+i\delta)^{1/2}L} \\ ik(1-i\delta)^{1/2}e^{ik(1-i\delta)^{1/2}L} & -ik(1-i\delta)^{1/2}e^{-ik(1-i\delta)^{1/2}L} & ik(1+i\delta)^{1/2}e^{ik(1+i\delta)^{1/2}L} & -ik(1+i\delta)^{1/2}e^{-ik(1+i\delta)^{1/2}L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Ec. 3.26

Como en el caso anterior, para obtener una solución no trivial de la ecuación 3.26, el determinante del sistema debe ser cero. Esto es logrado asumiendo que $\delta = 0$, lo que hace que la primera con la tercera, y la segunda con la cuarta columnas sean linealmente dependientes. El requerimiento para cumplir que $\delta = 0$ proporciona un valor para la carga crítica dada por la ecuación 3.23. El análisis realizado anteriormente demuestra por lo tanto que la carga crítica del núcleo interno en modos superiores de pandeo es independiente de las condiciones de sujeción de los extremos del elemento.

Para evitar los modos superiores de pandeo del núcleo $P_{crm} = 2\sqrt{\beta E_n I_n} > F_y A_n$, lo que implica que:

$$\beta > \frac{F_y^2 A_n^2}{4E_n I_n} \quad \text{Ec. 3.27}$$

Cuando el núcleo interno posee un sección transversal rectangular $t \times b$, la ecuación 3.27 da como resultado:

$$\beta > 3 \frac{F_y^2 b}{E_n t} \quad \text{Ec. 3.28}$$

Mientras que cuando el núcleo interno presenta una sección cruciforme, con $A_t \approx 2bt$, la ecuación 3.27 da como resultado:

$$\beta > 12 \frac{F_y^2 t}{E_n b} \quad Ec.3.29$$

Para la mayoría de los núcleos incluidos en el sistema BRB el valor b/t generalmente varía entre $5 < b/t < 10$ [1]. Los límites para la relación anteriormente descrita indican que un núcleo con sección rectangular requiere un mayor valor de la constante elástica distribuida para evitar el pandeo local.

Además, cuando el núcleo interno ha fluido; el módulo de elasticidad del núcleo E_n , se convierte en el módulo tangencial E_t . Un valor de $E_t = 550 \text{ ksi}$ (38000 kgf/cm^2) para un $F_y = 55 \text{ ksi}$ (3800 kgf/cm^2) esta reportado en [1].

Otra investigación señala que un valor promedio para el módulo tangencial cuando se trata de acero A36 ($F_y = 2500 \text{ kgf/cm}^2$) se encuentra dentro del rango de $49000 \text{ kgf/cm}^2 < E_t < 63000 \text{ kgf/cm}^2$ [23].

Por otra parte, el valor de la constante elástica distribuida β , se puede estimar calculando el módulo de compresión unidimensional del material de relleno, en este caso hormigón; que está confinado lateralmente por la presencia del sistema anti pandeo y longitudinalmente por su material vecino. Suponiendo condiciones de deformación plana se tiene que:

$$\beta = E_c \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad Ec.3.30$$

Donde:

$$\begin{aligned} E_c &= \text{Módulo de elasticidad del material confinante,} \\ \nu &= \text{Módulo de Poisson del material confinante.} \end{aligned}$$

3.4. Pandeo Torsional del Núcleo

Otro posible modo de pandeo del BRB es el pandeo torsional de la porción del núcleo interno que sobresale de la camisa de revestimiento. El pandeo inelástico de una sección cruciforme se ha estudiado ampliamente en la literatura, debido en parte al hecho de que los cálculos basados en la "menos respetable" teoría de la deformación total de la plasticidad se correlacionaban positivamente con los datos experimentales; mientras que, los cálculos con la sofisticada teoría incremental de la plasticidad divergieron sensiblemente de los resultados experimentales [24], [25], [26], [27], [28] y [29]. Un estudio reciente muestra que si los patines de una

sección cruciforme se desvían ligeramente, la teoría incremental de la plasticidad muestra que los esfuerzos cortantes y las tensiones de cizallamiento en el inicio de pandeo plástico están de hecho relacionados con el módulo tangente de cizallamiento [30].

3.4.1. Pandeo elástico de la columna cruciforme

Cuando una columna cruciforme que se encuentra a compresión es lo suficientemente larga, se produce pandeo por torsión; lo que ocasiona un retorcimiento de la sección alrededor de su eje vertical que permanece recto. La tensión crítica se puede evaluar de varias maneras [22]. Si el cruciforme no es demasiado corto, el esfuerzo crítico, se puede evaluar teniendo en cuenta el equilibrio de una tira de un patín de la columna cruciforme como se representa en la Figura 3.2 (a). Asumiendo que $\varphi(x)$ es la rotación del cruciforme a una distancia x desde el origen, la deflexión del patín está dada por:

$$w(x, y) = \varphi(x)y \quad \text{Ec. 3.31}$$

Realizando el equilibrio en la configuración deformada del patín, se obtiene que el esfuerzo cortante τ_{13} , está relacionado con el esfuerzo normal $\sigma_{11} \approx \sigma$ mediante la expresión:

$$\tau_{13} = \sigma_{11} \frac{\partial}{\partial x} w(x, y) \quad \text{Ec. 3.32}$$

La relación entre los esfuerzos cortantes y normales dadas por la ecuación 3.32, mostrado gráficamente en la Figura 3.2 (b), tiene una importancia fundamental en este análisis, ya que es el elemento clave en la demostración de que el esfuerzo cortante y la tensión de cizallamiento en el inicio de pandeo plástico debido a una compresión uniaxial están relacionados con el módulo tangente de cizallamiento [1].

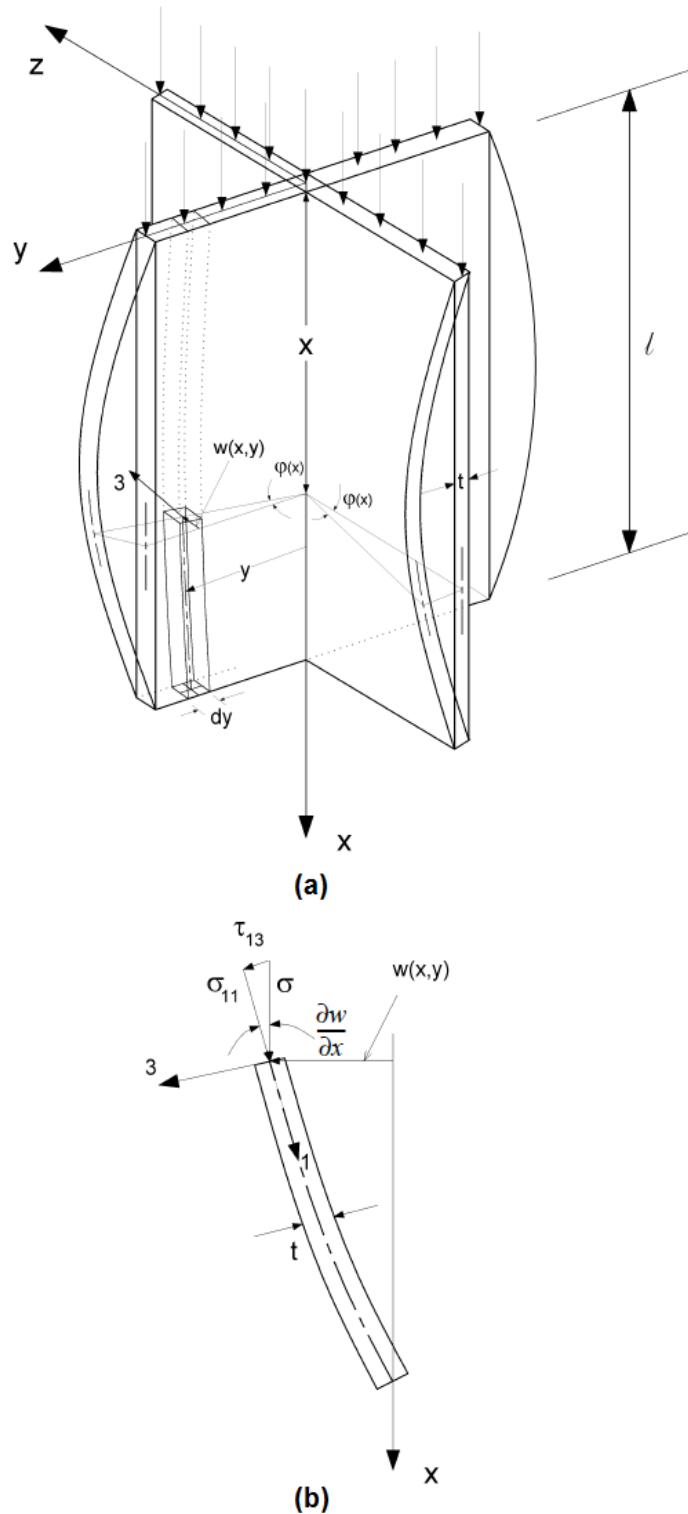


Figura 3.2 (a) Esquema de una columna cruciforme bajo cargas de compresión. La geometría de los patines se encuentra en una posición de flexión y (b) Esfuerzos normales y cortantes actuando sobre una sección transversal de un patín curvado [1].

Una vez el pandeo elástico ha iniciado, la ecuación que define a el par que actúa alrededor del eje vertical es:

$$dM^A \approx \tau_{13}tydy \approx \sigma ty \frac{\partial}{\partial x} w(x,y)dy \quad Ec. 3.33$$

La cual, luego de combinarla con la ecuación 3.31 e integrándola sobre el área de la sección cruciforme nos proporciona la siguiente expresión:

$$M^A \approx \frac{4}{3} \sigma \frac{d}{dx} \varphi(x)tb^3 \quad Ec. 3.34$$

Por otra parte, el momento torsional resistente es [22]:

$$M^R = GJ \frac{d}{dx} \varphi(x) = \frac{4}{3} G \frac{d}{dx} \varphi(x)tb^3 \quad Ec. 3.35$$

Donde:

G	=	Módulo elástico de cortante,
t	=	Espesor del patín de la sección cruciforme,
b	=	Ancho del patín de la sección cruciforme.

Igualando los pares actuantes y resistentes, el esfuerzo torsional crítico de pandeo está dado por:

$$\sigma = \sigma_{cr} = G \frac{t^2}{b^2} \quad Ec. 3.36$$

La carga crítica dada por la ecuación 3.36 es independiente de la longitud de la columna sin restricción al pandeo, y puede derivarse considerando el equilibrio de una tira de un patín del núcleo interno. Cabe mencionar que esta ecuación tan sólo consideración la resistencia a torsión de los patines y deja de lado la resistencia de los patines a flexión. Para obtener resultados más precisos, se debe considerar cada patín como una placa uniformemente comprimida que se encuentra simplemente apoyada a lo largo de tres lados y libre a lo largo del cuarto, tal como se muestra en la Figura 3.3.

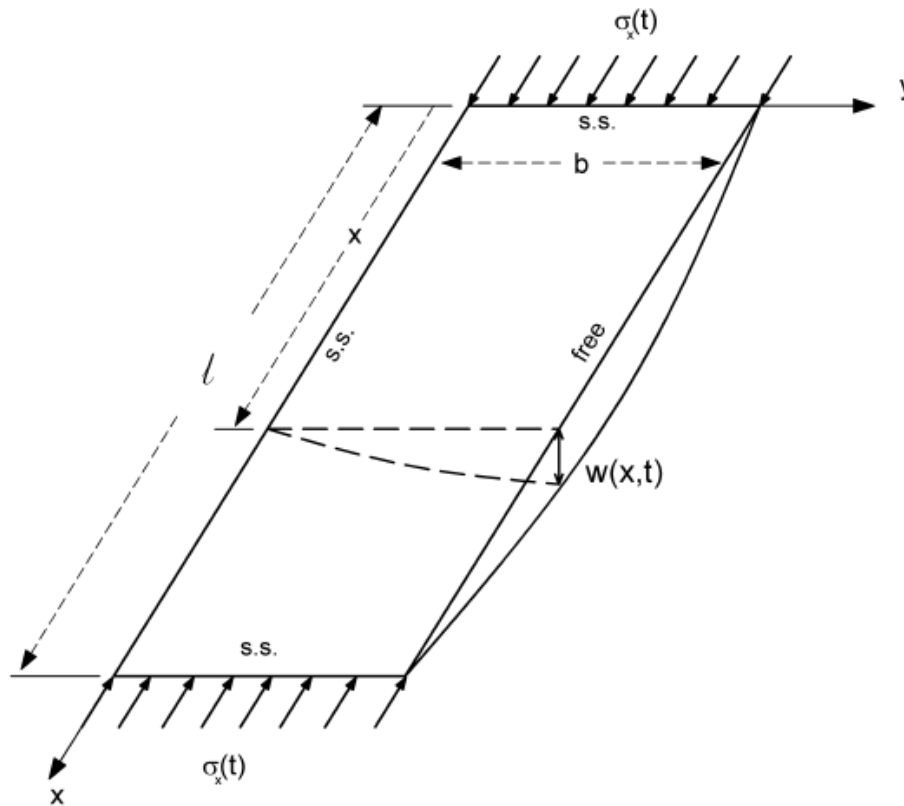


Figura 3.3 Forma deformada de una placa bajo compresión plana con un borde libre y los tres otros simplemente apoyados [1].

La ecuación diferencial para el desplazamiento $w(x, y)$, de una placa delgada bajo compresión plana que ha asumido una posición curvada es [1]:

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) + \sigma_n t \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad Ec \ 3.37$$

Donde $D = Et^3/(12(1 - \nu^2))$ es la rigidez a flexión de la placa. La solución para la ecuación 3.37 puede ser calculada ya sea con integración directa o con métodos energéticos [22], [23].

Para las condiciones de contorno específicas de la placa mostrada en la Figura 3.3, y mediante la integración directa de la ecuación 3.37, se obtiene una ecuación transcendental del esfuerzo crítico [22]. Se presenta a continuación la solución de la ecuación 3.37 en base a los procedimientos citados en [1]. Cabe mencionar que la solución para dicha ecuación obedece al método de la energía, ya que permite la evaluación separada de la resistencia de la placa debido a la torsión y a la flexión.

$$\sigma_{cr} = \sigma_x = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \frac{t^2}{b^2} \left[\frac{b^2}{l^2} + \frac{6(1 - \nu)}{\pi^2} \right] \quad Ec. 3.38$$

3.4.2. Pandeo inelástico de la columna cruciforme

Este caso de pandeo considera que el esfuerzo σ , se ha alcanzado de manera que la columna cruciforme ha fluido a compresión y el pandeo por torsión es inminente. El esfuerzo torsional inelástico crítico se puede determinar con la ecuación citada en [1]:

$$\sigma_{cr} = \frac{E_t}{3} \left[\frac{\pi^2}{3} \frac{b^2}{l^2} + 1 + 3 \frac{F_y}{E_t} \right] \frac{t^2}{b^2} \quad Ec. 3.39$$

Donde:

E_t	=	Modulo tangencial del acero,
F_y	=	Esfuerzo nominal de fluencia del acero,
l	=	Longitud de la columna cruciforme,
t	=	Espesor del patín de la sección cruciforme,
b	=	Ancho del patín de la sección cruciforme.

4. DESARROLLO EXPERIMENTAL

4.1. Introducción

El comportamiento real de los pórticos con riostras de pandeo restringido ha sido objeto de numerosas investigaciones en varias partes del mundo, tal como se describió en el Capítulo 2. En diferentes estudios características como: la escala geométrica, la sección transversal de núcleo, el material antiadherente, el protocolo de carga, etc; han sido las variables analizadas con el objetivo de comprender el comportamiento histerético del BRB y su respuesta frente a la acción de cargas dinámicas.

En este capítulo se presenta de manera detallada el diseño, la fabricación y el montaje de cuatro (4) modelos a escala 1:14 de BRB que se han de someter a los ensayos de laboratorio.

Cabe mencionar que la configuración general de las riostras está basada principalmente en el producto “The Unbonded Brace” de la empresa Nippon Steel Engineering, pero en ningún momento fueron reproducidos de manera detallada ni las dimensiones geométricas ni los materiales de este ni de ningún producto equivalente.

Las configuraciones y dimensiones geométricas de cada dispositivo pueden ser revisadas en el Anexo 1 para las probetas BRB 1 y BRB 2, y en el Anexo 2 para las probetas BRB 3 y BRB 4.

4.2. Modelos a Escala

Es aceptable pensar que el comportamiento de una estructura real puede ser estudiado y analizado mediante el uso de un modelo a escala que guarde similitudes geométricas, de materiales y de carga con respecto al prototipo inicial.

En varias ocasiones, los modelos a escala han sido usados en el desarrollo de nuevos materiales, análisis de nuevas configuraciones geométricas, predicción del comportamiento del prototipo bajo diferentes patrones de carga, etc.; con la finalidad de reducir el riesgo económico que una inversión en una estructura de tamaño real conllevaría. Con la ejecución de estos modelos se obtienen una serie de resultados que permiten, dependiendo del caso, predecir y determinar de una manera muy aproximada el comportamiento de la estructura a escala real.

4.2.1. Clasificación de los modelos estructurales

Los modelos estructurales se pueden clasificar de diferentes maneras. Harris (1999), presenta una clasificación basada en la funcionalidad del modelo, es decir, saber que se desea obtener y analizar, a partir de las pruebas y ensayos de laboratorio. En la Tabla 4.1 se presenta esta clasificación.

Tabla 4.1 Clasificación de los modelos según su funcionalidad [31].

Clase de Modelo	Principales Características
Modelos Elásticos	<ul style="list-style-type: none">– Tienen una similitud o semejanza geométrica con la estructura prototipo.– No necesariamente están fabricados con los mismos materiales.– Permiten obtener únicamente el comportamiento elástico del prototipo y no pueden predecir su comportamiento inelástico.
Modelos Indirectos	<ul style="list-style-type: none">– Es una forma especial del modelo elástico.– Es utilizado para obtener los diagramas o líneas de influencia tanto para fuerzas externas como para los esfuerzos internos.– Algunas modelos no tienen una similitud geométrica con la estructura prototipo pues el comportamiento de ciertas acciones internas puede obtenerse independientemente de las dimensiones utilizadas en los componentes del modelo a escala.
Modelos Directos	<ul style="list-style-type: none">– Es geoméricamente similar a la estructura prototipo.– Las cargas son aplicadas de la misma manera que en la estructura real.– Los esfuerzos y deformaciones ocurridos en el modelo son representativos de aquellos que se presentan en el prototipo.– Un modelo elástico también puede ser un modelo directo.
Modelos de Resistencia	<ul style="list-style-type: none">– Conocidos también como modelos de resistencia última o modelos reales.– Es un modelo directo, construido con materiales similares al del prototipo.– El modelo puede predecir el comportamiento de la estructura real para varios tipos de carga incluso hasta su instante de falla.
Modelos Dinámicos	<ul style="list-style-type: none">– Utilizados para estudiar las vibraciones o los efectos de la carga dinámica en las estructuras.– Son ensayados en mesas vibratorias para estudiar los efectos de la carga sísmica o en túneles de viento para estudiar los efectos aeroelásticos.
Modelos Instructivos	<ul style="list-style-type: none">– Deben ser tan sencillos como sea posible, para demostrar los conceptos que se estudian, a pesar que pueda existir cierta distorsión en sus resultados.
Modelos de Investigación	<ul style="list-style-type: none">– Deben ser construidos con la máxima precisión permitida por los equipos y técnicos que los desarrollan.– Estos modelos son utilizados para desarrollar teorías respecto al comportamiento de nuevos sistemas estructurales.
Modelos de Diseño	<ul style="list-style-type: none">– Tienen un rango de precisión que varía desde los modelos instructivos hasta los modelos de investigación, dependiendo de los resultados que se quieran alcanzar.– Una de sus desventajas está relacionada con el tiempo y el dinero que involucra su construcción.

De acuerdo con lo descrito en la tabla anterior, se adoptó para este trabajo un conjunto de 4 modelos a escala de riostras de pandeo restringido (BRB), del tipo “Modelo Directo” y “Modelo de Resistencia”.

4.2.2. Escala geométrica de los modelos estructurales

Un modelo estructural tiene un factor de escala geométrica óptimo. Aunque un modelo pequeño necesita una carga de ensayo relativamente baja, su fabricación e instrumentación pueden ser complicadas. Por otro lado, los modelos grandes o cercanos al tamaño real de la estructura, pueden ser fáciles de construir pero requieren equipos de carga y de medición de alta capacidad.

La elección de la escala geométrica de un modelo estructural depende de la capacidad y condiciones del laboratorio donde vaya a ser ensayado. En la Tabla 4.2 se observan algunos factores de escala típicos para varias estructuras.

Tabla 4.2 Factores de escala típicos para diferentes estructuras [31].

Tipo de Estructura	Escala Geométrica para Modelos Elásticos	Escala Geométrica para Modelos de Resistencia
Cubiertas en cascarón	1:200 a 1:50	1:30 a 1:10
Puentes de autopistas	1:25	1:20 a 1:4
Placas y vigas	1:25	1:10 a 1:4
Presas	1:400	1:75
Efectos de viento	1:300 a 1:50	No es aplicable

En este trabajo se emplearán un total de 4 modelos de BRB con una escala geométrica de 1:14 con respecto a la estructura real. Aunque este factor no se encuentra dentro de los rangos recomendados, se ha considerado que la capacidad del laboratorio para ensayar dispositivos de mayor longitud es la principal limitante que llevó a elegir esta escala geométrica.

4.2.3. Requisitos de similitud

Un modelo estructural debe ser analizado, diseñado, cargado e interpretado de acuerdo con los requisitos de similitud que relacionan las cantidades físicas del modelo a escala con la estructura real o prototipo. Estos requisitos de similitud están basados en la teoría de la modelación, la cual puede ser deducida a partir del análisis dimensional del fenómeno físico involucrado en el comportamiento de la estructura [31], [32].

Las cantidades físicas son todas aquellas variables que participan en el comportamiento de la estructura como por ejemplo la longitud, fuerza, masa, deformación unitaria, aceleración, desplazamiento, módulo de elasticidad, etc.

En la Tabla 4.3 se presentan los requisitos de similitud para modelos elásticos.

Tabla 4.3 Requisitos de similitud entre el modelo a escala 1:14 y una estructura real.

Cantidades	Dimensiones	Factor de Escala	Factor de Escala Numérico
Material			
Esfuerzo	FL^{-2}	S_E	1
Módulo de Elasticidad	FL^{-2}	S_E	1
Relación de Poisson	-	1	1
Peso Específico	FL^{-3}	S_E/S_L	1/14
Geometría			
Dimensión Lineal	L	S_L	14
Desplazamiento Lineal	L	S_L	14
Área	L^2	S_L^2	196
Inercia	L^4	S_L^4	38416
Cargas			
Carga concentradas	F	$S_E S_L^2$	196
Carga distribuida	FL^{-1}	$S_E S_L$	14
Presión	FL^{-2}	S_E	1
Masas	FL	S_E/S_L^2	0.01
Frecuencias	FL	$1/S_L^{0.5}$	0.27
Tiempo de Registro	FL	$S_L^{0.5}$	3.74

Las variables S_E y S_L corresponden a los factores de escala de rigidez y longitud entre el modelo a escala y el prototipo, respectivamente. El valor de éstas depende de la capacidad de medición y carga de los equipos de laboratorio.

A manera de referencia, a continuación se presenta en la Tabla 4.4 un resumen de varias de las características longitudinales y de rigidez de riostras de pandeo restringido a escala real que han formado parte de investigaciones descritas en [1], [33] y [34].

Tabla 4.4 Características generales de varios BRB a escala real.

Nombre BRB	Investigador	Longitud Total (mm)	Long. Camisa Confinamiento (mm)	Longitud Núcleo (mm)	Área Núcleo (mm ²)	Tensión (kN)	Compresión (kN)
Unbonded Brace	Piras (2009)	2736	2086	1670	7505	2800	3000
	Black et. al. (2002)	4500	4500	3410	7125	2886	3330
		4500	3090	4500	2907	1332	1554
		4500	2990	4500	3876	1332	1554
Star Seismic	Merrit et. al. (2003)	6401	5436	4556	3845	1687	2442
		6401	5436	4699	8168	3774	4218
		6401	5436	4556	11529	4884	6660
CoreBrace	Merrit et. al. (2003)	5486	4140	3327	10323	4440	5106
		5486	4496	3378	6452	3108	2753
		5791	4229	3302	14916	6975	6416

Tomando como referencia el ultimo dispositivo CoreBrace analizado por Merrit et. al. [34], en la Tabla 4.5 se presentan los valores que un modelo a escala 1:14 debe cumplir para mantener la similitud geométrica y mecánica con el dispositivo de escala real.

Tabla 4.5 Características generales para una riostra de pandeo restringido a escala 1:14.

Descripción	Longitud Total (mm)	Long. Camisa Confinamiento (mm)	Longitud Núcleo (mm)	Área Núcleo (mm ²)	Tensión (kN)	Compresión (kN)
CoreBrace Merrit et. al. (2003)	5791	4229	3302	14916	6975	6416
Valores según requisitos de similitud	414	302	236	76	36	33

Las dimensiones de los modelos a escala que sean fabricados, deben aproximarse a las presentadas en la anterior tabla para que los resultados que se obtengan y los análisis que se realicen, tengan una relación con aquellos que se presentarían para las probetas a escala real.

4.3. Diseño de las Riostras de Pandeo Restringido

El diseño de los BRB se realizó siguiendo las recomendaciones y metodologías planteadas por varios investigadores planteadas en [1], [35], [36], [37] y [38]. En la Figura 4.1 se presenta de manera esquemática, los componentes básicos de los BRB.

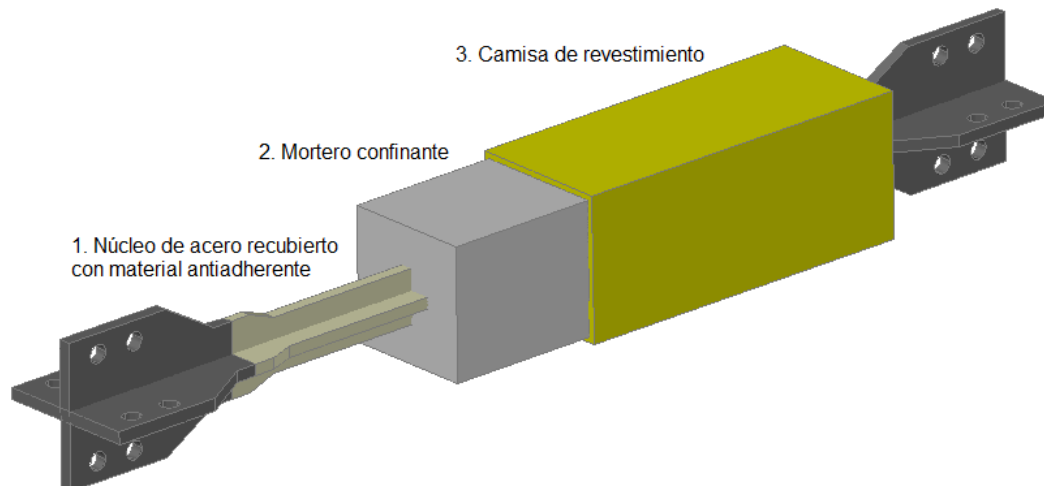


Figura 4.1 Descripción general de la riostra de pandeo restringido.

Además, destacando las actividades más importantes; el proceso de diseño de

estos elementos se puede representar mediante un diagrama de flujo como se sugiere en la Figura 4.2.

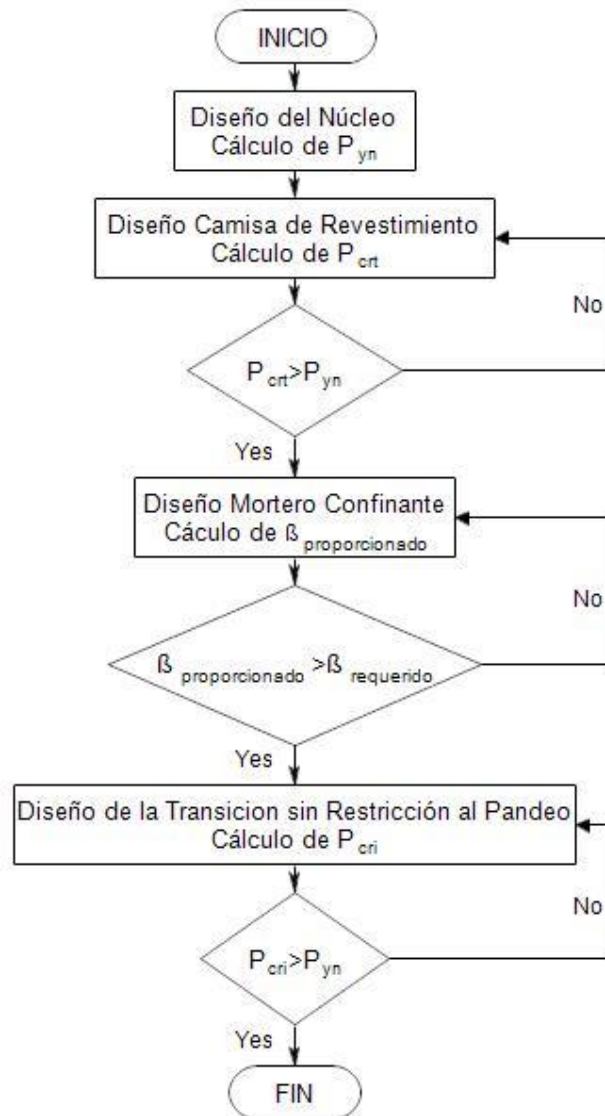


Figura 4.2 Diagrama de Flujo para el diseño de los BRB.

4.3.1. Descripción de los dispositivos a escala

Se construyeron cuatro dispositivos identificados como BRB 1, BRB2, BRB 3 y BRB 4. Los dos primeros dispositivos BRB 1 y BRB 2, conforman un primer grupo de BRB con sección transversal de núcleo rectangular; mientras que los dos restantes BRB 3 y BRB 4, representan al segundo grupo de BRB con sección transversal de núcleo cruciforme. La intención al momento de construir dos pares de dispositivos con características idénticas es obtener un promedio por grupo del

comportamiento de los dispositivos ante los ensayos de carga.

Las características básicas de las cuatro (4) probetas de BRB a escala 1:14, estudiadas en la presente investigación, se presentan en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6 Descripción de los BRB a escala.

Identificación	BRB 1	BRB 2	BRB 3	BRB 4
Longitud Total Probeta (mm)	390	390	390	390
Acero del Núcleo	A36	A36	A36	A36
Sección del Núcleo	Rectangular	Rectangular	Cruciforme	Cruciforme
Área del Núcleo (mm ²)	104	104	105	105
Secc. Camisa Rev.	HSS Cuadrada	HSS Cuadrada	HSS Cuadrada	HSS Cuadrada
Dimen. Camisa Rev. (mm)	50x50x2	50x50x2	50x50x2	50x50x2
Material Confinante	Mortero	Mortero	Mortero	Mortero
Superf. antiadherente	3 mm	3 mm	3 mm	3 mm

Mientras características como: la longitud total, el área del núcleo, la camisa de revestimiento, el material confinante y la superficie antiadherente permanecen constantes; la variabilidad de la sección del núcleo se estableció con el objetivo de evidenciar algún parámetro que nos indique cual es la sección transversal más eficiente.

En las siguientes secciones se presenta el proceso detallado de cálculo y diseño de cada uno de los componentes de las probetas de BRB.

4.3.2. Núcleo de acero

Para calcular la fuerza necesaria para la fluencia del núcleo de acero, se empleó la metodología considerada en [35], la cual considera algunos coeficientes que afectan la resistencia nominal del acero. Como punto de partida, se presenta la ecuación 4.1 con la cual se calcula la carga de la riostra por fluencia del núcleo de acero.

$$P_{yn} = A_n F_y \quad Ec. 4.1$$

Donde:

$$\begin{aligned} P_{yn} &= \text{Carga axial de la riostra por fluencia del núcleo de acero,} \\ A_n &= \text{Área del núcleo de acero,} \\ F_y &= \text{Esfuerzo de fluencia nominal del acero.} \end{aligned}$$

Por otra parte, hay que tener en cuenta factores que afectan al esfuerzo nominal del acero, así como también otros coeficientes que son propios del sistema BRB;

obteniéndose así:

$$P_{yn} = \omega \beta F_y R_y A_n \quad \text{Ec. 4.2}$$

Donde:

- P_{yn} = Carga axial de la riostra por fluencia del núcleo de acero,
 A_n = Área del núcleo de acero,
 F_y = Esfuerzo de fluencia nominal del acero,
 R_y = Factor de fluencia probable del acero,
 ω = Factor de ajuste de endurecimiento por deformación (1.5 como primera aproximación según [11]),
 β = Factor de relación Compresión-Tensión (1.1 como primera aproximación según [11]).

A continuación se presenta en la Tabla 4.7 y Tabla 4.8 los valores de fluencia nominal y los factores de fluencia probable, respectivamente; para diferentes planchas de acero.

Tabla 4.7 Valores de Esfuerzo de Fluencia Nominal para Planchas de Acero [39].

Especificación ASTM	Esfuerzo de Fluencia Nominal Mínimo (kgf/cm ²)
ASTM A36	2500
ASTM A572 Gr 50	3500
ASTM A588 Gr 50	3500

Tabla 4.8 Valores de Factor de Fluencia Probable para Planchas de Acero [39].

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R _y)
ASTM A36	1.3
ASTM A572 Gr 50	1.1
ASTM A588 Gr 50	1.15

Con el uso de la ecuación 4.2 se presenta en la Tabla 4.9 un resumen de las cargas máximas de fluencia para los cuatro (4) BRB de ensayo.

Tabla 4.9 Cargas de fluencia máxima para los núcleos de los BRB a escala.

Probeta	Sección Núcleo	Ancho (b) (mm)	Espesor (t) (mm)	Área (A _c) (cm ²)	Carga Máxima (P _{yn}) (kgf)
BRB 1	Rectangular	26	4	1.04	5577
BRB 2	Rectangular	26	4	1.04	5577
BRB 3	Cruciforme	19	3	1.05	5631
BRB 4	Cruciforme	19	3	1.05	5631

Finalmente se ilustran en la Figura 4.3 los núcleos correspondientes para cada configuración de BRB.



Figura 4.3 Núcleos correspondientes a cada BRB.

4.3.3. Camisa de revestimiento

El objetivo de usar una camisa o tubo de revestimiento dentro de los BRB es precisamente restringir el pandeo del núcleo, proporcionándole una mayor rigidez al sistema tanto para cargas de tensión como de compresión. Específicamente para el diseño de la camisa, se debe revisar la situación de pandeo global de la riostra, de acuerdo con [1], [37], [38].

Para prevenir el pandeo global de la riostra, se debe calcular la carga crítica de Euler de la camisa de revestimiento según la ecuación 3.6 y verificar que ésta última sea mayor en magnitud que la carga máxima de fluencia del núcleo.

En la Tabla 4.10 se presenta un resumen de las características geométricas, cargas críticas y factores de seguridad de seguridad (FS) de las camisas de confinamiento para las cuatro (4) probetas de ensayo.

Tabla 4.10 Cálculo de la carga crítica de Euler de la camisa de revestimiento.

Probeta	Sección Camisa	Dimensiones				Inercia (cm ⁴)	P crt (kgf)	FS
		Alto (a) (mm)	Ancho (b) (mm)	Espesor (t) (mm)	Longitud (L) (mm)			
BRB 1	Cuadrada	50	50	2	250	14.77	1959363	351
BRB 2	Cuadrada	50	50	2	250	14.77	1959363	351
BRB 3	Cuadrada	50	50	2	250	14.77	1959363	348
BRB 4	Cuadrada	50	50	2	250	14.77	1959363	348

Como anotación se indica que la tubería estructural seleccionada en la investigación es de Acero ASTM-A500 Gr. C, cuyo esfuerzo de fluencia, según catálogo, es 3200 kgf/cm² (46 ksi).

Finalmente, en la Figura 4.4 se observan los perfiles estructurales de sección cuadrada empleados como camisas de revestimiento.

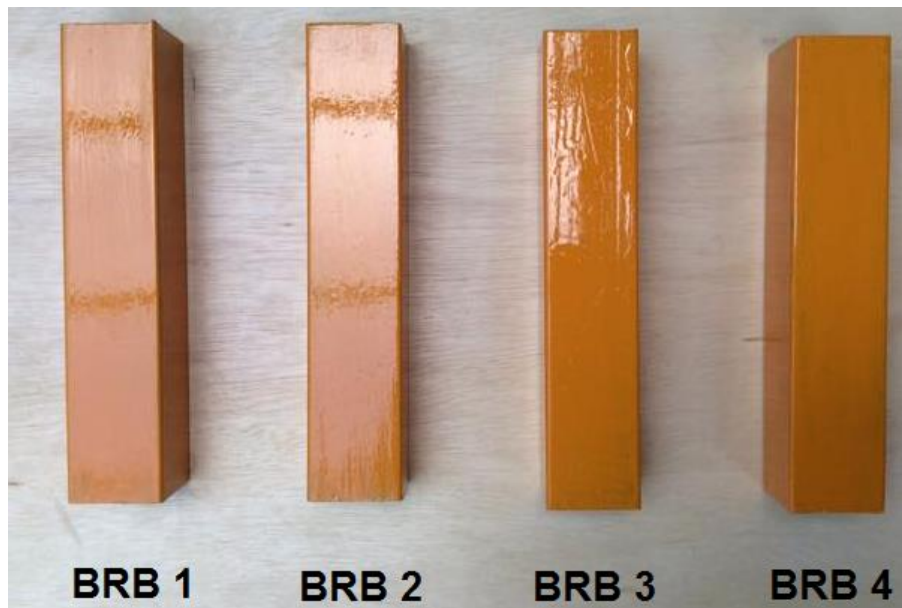


Figura 4.4 Perfiles tubulares estructurales usados como camisa de revestimiento para cada BRB.

4.3.4. Mortero de relleno

Dada la hipótesis de que el comportamiento del material de relleno puede ser aproximado como una serie de resortes elásticos, tal como se ilustra en la Figura 4.5; el diseño de esta parte de las riostras de pandeo restringido se basa en garantizar que la constante elástica de dichos resortes sea mayor a la requerida por cada sección transversal de núcleo.

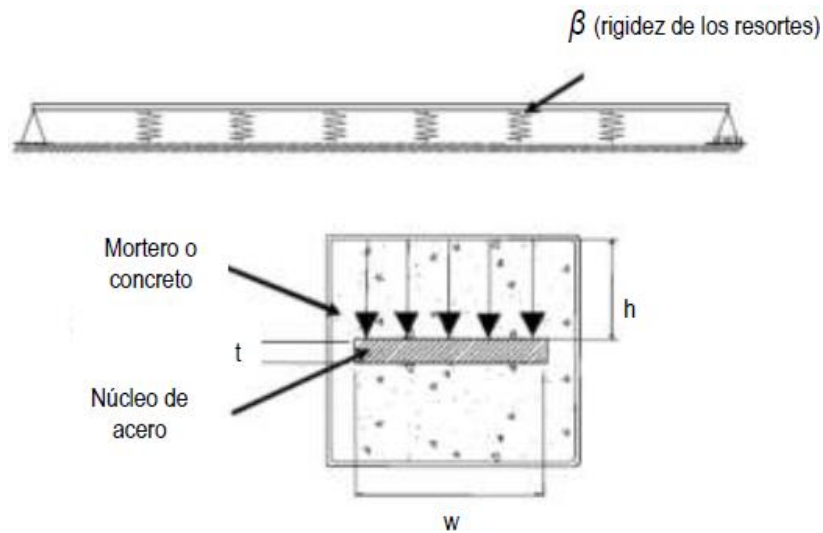


Figura 4.5 Efecto del material de relleno en el confinamiento del núcleo de acero [40].

En la Tabla 4.11 se presenta un resumen de los valores β requeridos por cada sección transversal de BRB que se han de obtener con la ayuda de la ecuación 3.28 y ecuación 3.29 para secciones de núcleo rectangulares y cruciformes, respectivamente.

Tabla 4.11 Valores β requeridos por cada núcleo de BRB.

Probeta	Sección Núcleo	Ancho (b) (mm)	Espesor (t) (mm)	E. Fluencia (Fy) (kgf/cm ²)	M. Tangencial (Et) (kgf/cm ²)	β requerido (kgf/cm ²)
BRB 1	Rectangular	26	4	2500	61162	1993
BRB 2	Rectangular	26	4	2500	61162	1993
BRB 3	Cruciforme	19	3	2500	61162	194
BRB 4	Cruciforme	19	3	2500	61162	194

Por otra parte se debe calcular la constante elástica proporcionada por el mortero confinante dada por la ecuación 3.30. Se presenta a continuación la Tabla 4.12 con un resumen de los valores para cada probeta de ensayo.

Tabla 4.12 Valores β proporcionados por cada material de relleno.

Probeta	Mortero de Relleno	M. Elasticidad Mortero (Ec) (kgf/cm ²)	Coefficiente de Poisson (ν)	β proporcionado (kgf/cm ²)
BRB 1	Sika Grout	210000	0.2	233333
BRB 2	Sika Grout	210000	0.2	233333
BRB 3	Sika Grout	210000	0.2	233333
BRB 4	Sika Grout	210000	0.2	233333

Se observa que los valores para la constante elástica distribuida proporcionados por el mortero confinante poseen un orden de magnitud muy alto si se los compara

con los valores β requeridos por cada sección transversal de BRB.

4.3.5. Transición entre el núcleo y la conexión

El segmento que sobresale del sistema anti pandeo tiene una sección transversal en forma de cruz por lo que las ecuaciones analizadas en la Sección 3.4 de este trabajo son aplicables al momento de diseñar esta parte del sistema BRB.

Por lo anteriormente expuesto, se procede a calcular con la ecuación 3.39 el esfuerzo crítico que soporta esta zona del dispositivo para luego multiplicarlo por su área transversal y así obtener la carga crítica por pandeo inelástico de la parte del núcleo sin restricción al pandeo.

Tabla 4.13 Cálculo de la carga critica por pandeo torsional inelástico de la transición entre el núcleo y la conexión.

Probeta	Sección Núcleo	Ancho Patín (b) (cm)	Espesor Patín (t) (cm)	Longitud Expuesta (l) (cm)	Área Transversal (At) (cm ²)	P cri (kgf)	FS
BRB 1	Rectangular	1.1	0.4	1.0	1.92	26415	4.7
BRB 2	Rectangular	1.1	0.4	1.0	1.92	26415	4.7
BRB 3	Cruciforme	1.1	0.3	1.0	1.41	10912	1.9
BRB 4	Cruciforme	1.1	0.3	1.0	1.41	10912	1.9

A partir del Factor de Seguridad (FS) obtenido para cada caso, se considera que el segmento de platina empleado en la conexión del BRB cumple satisfactoriamente con las cargas de pandeo. En la Figura 4.6 se presenta un detalle de la zona de transición y su configuración general.



Figura 4.6 Configuración de la transición entre el núcleo y la conexión del BRB.

4.3.6. Superficie antiadherente

Tal como se presentó en el Capítulo 2, varios autores han desarrollado sus investigaciones de BRB empleando diferentes materiales como superficie antiadherente, tales como polietileno, grasa, caucho, espumas, etc., pero todavía existen muchas dudas sobre su comportamiento, aún más sobre su análisis y diseño.

En este trabajo se consideró a la capa aislante como un conjunto de dos materiales detallados a continuación:

- a) Una capa delgada de espuma de polietileno, que posee una textura lisa en una de sus dos superficies; con el objetivo de brindar un espacio para la libre expansión del núcleo bajo cargas de compresión.
- b) Una capa de grasa común, sobre la platina con espuma de polietileno, para ayudar al deslizamiento y evitar la adherencia entre el mortero de relleno y el núcleo.

El espesor total de esta superficie aislante es de aproximadamente 3mm, cumpliendo con las recomendaciones de la literatura, tal como se puede apreciar de manera general en la Figura 4.7.



Figura 4.7 Aplicación de espuma de polietileno y grasa común como superficie antiadherente para el sistema BRB.

4.3.7. Espaciamento entre la zona de transición y el mortero de relleno

Adicionalmente a los 3 mm de material antiadherente descrito anteriormente, se garantizó un espaciamento en la zona de transición entre la platina del núcleo y el mortero de relleno, similar al que se puede observar en la Figura 4.8.



Figura 4.8 Espaciamiento en la zona de transición [10].

Dicho espaciamiento se conformó con láminas de espuma de alta densidad de 5 mm de espesor en ambas conexiones de cada riostra de pandeo restringido.

5. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS BRB

5.1. Introducción

Una vez culminada la etapa de dimensionamiento, donde fueron determinados los valores de cargas resistidas para cada una de las riostras con diferentes características iniciales, se procedió a interpretar y presentar los resultados obtenidos.

A manera de información se indica que los ensayos sobre las probetas se realizaron en las instalaciones del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca. Lastimosamente el laboratorio no se encuentra en la capacidad de llevar a cabo ensayos de carga cíclica por lo que las probetas fueron ensayadas a compresión directa. Explicada la limitación anterior y con el objetivo de comprobar un buen comportamiento de los BRB a escala, se han planteado dos objetivos que de cumplirse corroborarían un buen comportamiento preliminar del dispositivo. Estos objetivos son:

- a) La carga a compresión máxima que resista cada dispositivo deberá ser mayor que la carga teórica por fluencia a tensión de su núcleo. Esto es:

$$P_{\text{máx compresión}} > R_y A_n F_y \quad \text{Ec. 5.1}$$

- b) El desplazamiento máximo que alcance cada dispositivo deberá ser mayor que la máxima deformación solicitada en un ensayo de carga cíclica para un BRB según las normas de AISC 341-10 Tabla C-K3.1. Esto es:

$$\Delta_{\text{máx compresión}} > 2\Delta_{bm} \quad \text{Ec. 5.2}$$

Donde:

Δ_{bm} = Deformación de la correspondiente a la deriva de piso.

Para una altura común de piso de 3 metros, y tomando como valor promedio una deriva del 1%, se calcula que $\Delta_{bm} = 0.01 * 3 = 0.03 \text{ m}$. Por otra parte, teniendo en cuenta el factor de escala lineal al que están sujetas las probetas, se tiene que $\Delta_{bm} = 0.03/14 = 2.14E - 3 \text{ m} = 2.14 \text{ mm}$.

Por último, es importante mencionar que algunas de las condiciones experimentales tienen cierto grado de incertidumbre, tales como las tolerancias o diferencias en las medidas y espesores de los perfiles y láminas, debido al

proceso de corte, soldadura, ensamble y montaje general de los modelos.

5.2. Montaje y Realización de Ensayos a Compresión

Una vez listos los modelos de BRB y los requerimientos a cumplir descritos anteriormente, se procedió con el montaje de las probetas en el marco de la prensa. La puesta a punto de los BRB 1 y BRB 2 se puede observar en la Figura 5.1. Así mismo, el montaje de los BRB 3 y BRB 4 se presenta en la Figura 5.2.

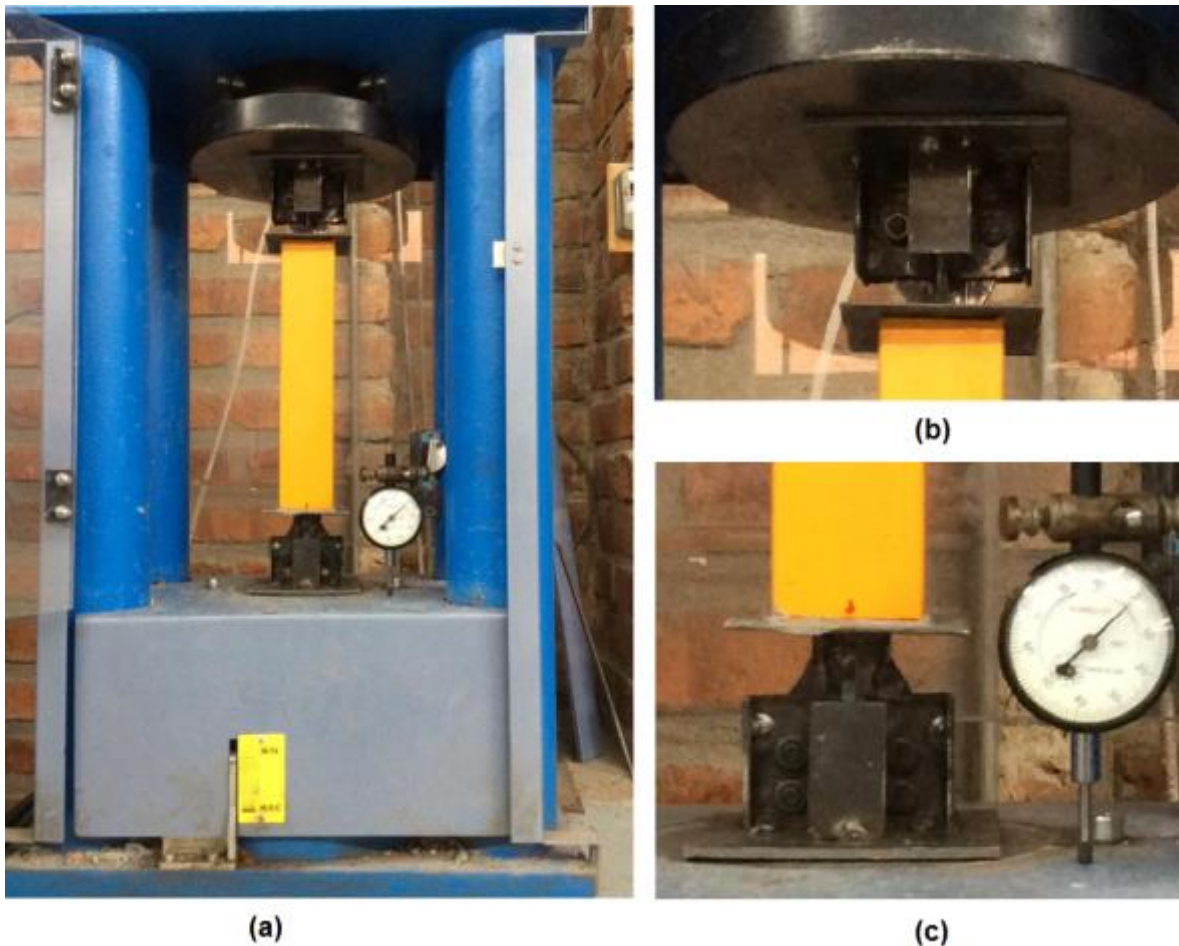


Figura 5.1 Montaje de los BRB 1 y BRB 2 en la prensa (a) Vista general del BRB, (b) Soporte y conexión de la parte superior y (c) Soporte y conexión de la parte inferior.

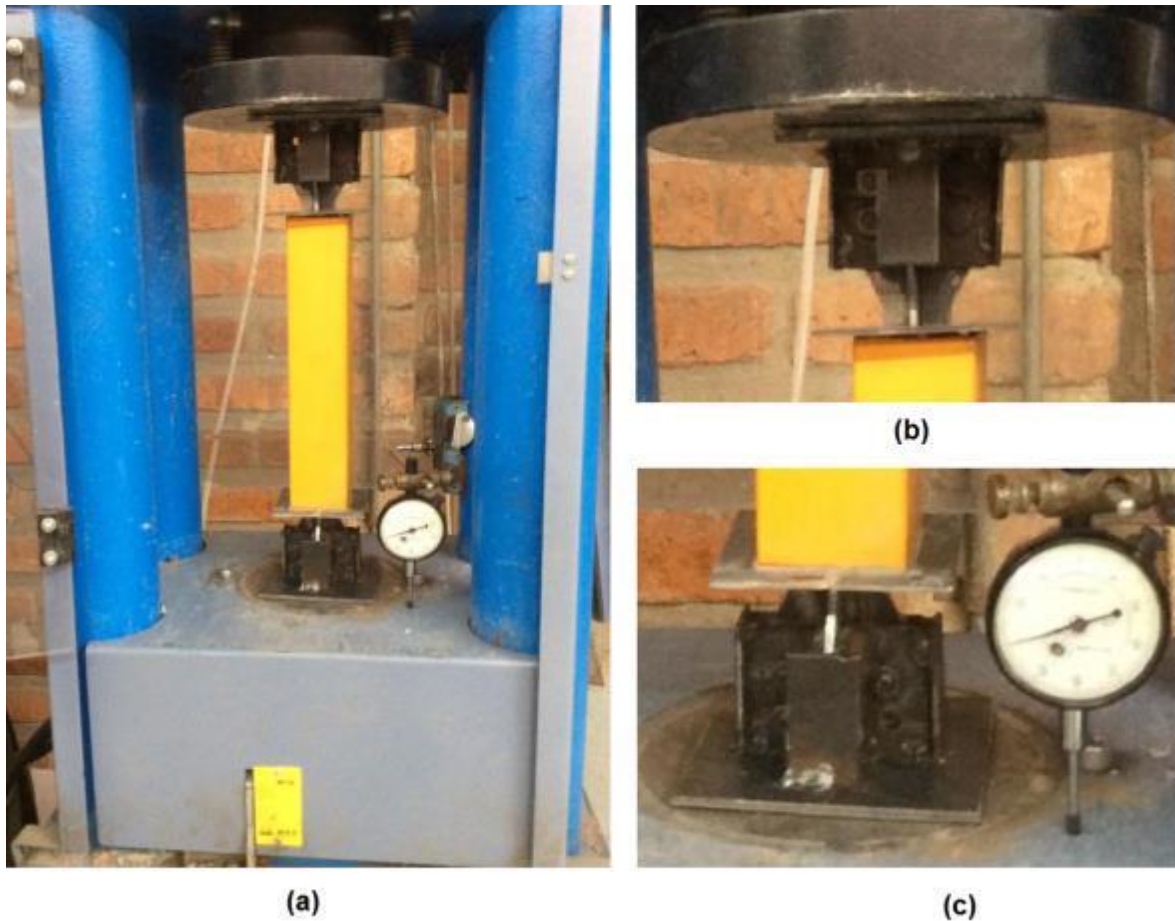


Figura 5.2 Montaje de los BRB 3 y BRB 4 en la prensa (a) Vista general del BRB, (b) Soporte y conexión de la parte superior y (c) Soporte y conexión de la parte inferior.

5.3. Curva Fuerza-Desplazamiento

El objetivo de esta sección es capturar la relación existente entre a fuerza aplicada y el desplazamiento obtenido para cada probeta de ensayo, con el fin de evidenciar de mejor manera una posible pérdida de rigidez, efectos de pandeo o fallo de los dispositivos anti pandeo.

En la Figura 5.3 se presenta una comparativa de todas las curvas de fuerza-deformación para los 4 BRB ensayados. Aunque la única diferencia entre los dispositivos es la forma de la sección transversal de su núcleo (BRB 1, BRB 2 rectangular y BRB 3, BRB4 cruciforme) no es posible evidenciar que sección transversal es la más óptima debido a que en general los tres primeros dispositivos presentan aproximadamente las mismas cargas para determinados desplazamientos.

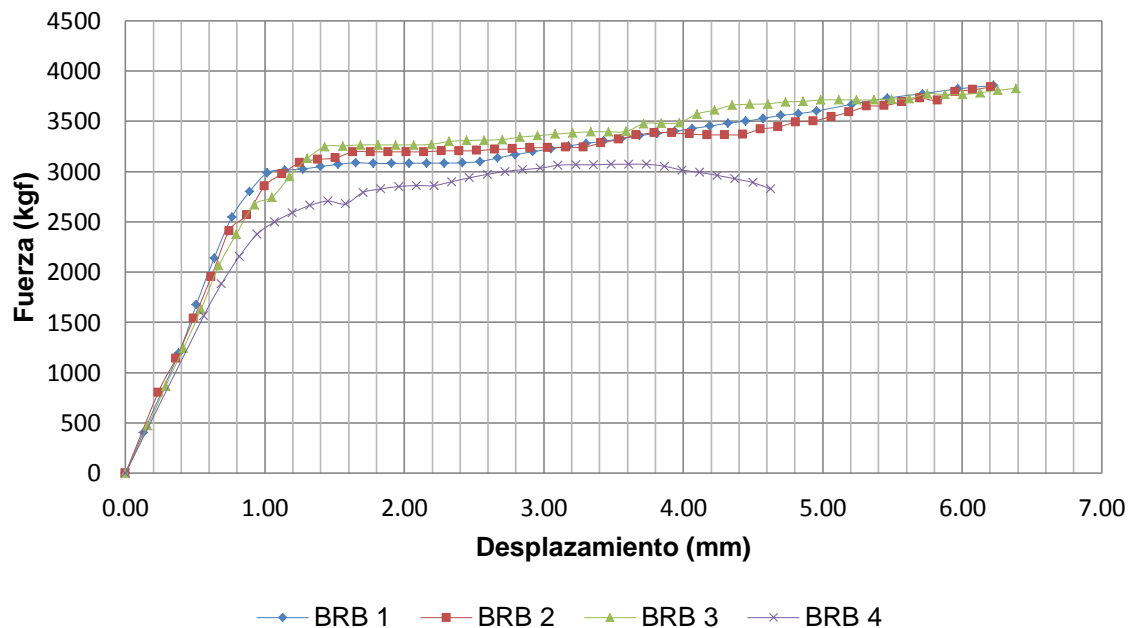


Figura 5.3 Curva Fuerza-Desplazamiento para todas las probetas.

Continuando con el análisis de la Figura 5.3, se puede observar que al inicio de la aplicación de carga hay una marcada linealidad en el comportamiento de todos los dispositivos, atribuido a que el material se encuentra en su rango elástico. Con el aumento de la fuerza aplicada, los núcleos alcanzan su carga de fluencia con lo que empiezan a incursionar en el rango plástico, perdiendo la linealidad del comportamiento inicial. Las fuerzas y desplazamientos de fluencia obtenidos para cada dispositivo se resumen en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Fuerzas y desplazamientos de fluencia para los BRB.

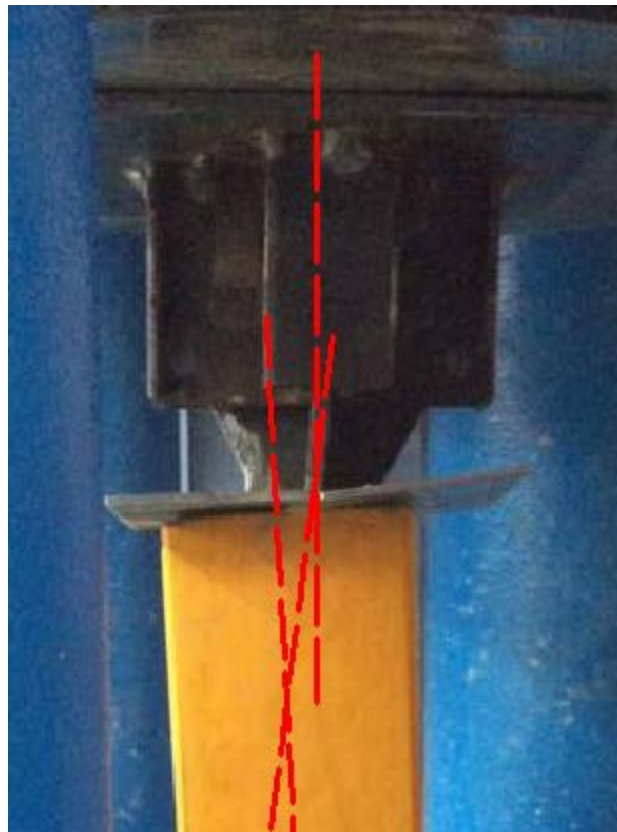
Descripción	BRB 1	BRB 2	BRB 3	BRB 4
Fuerza de fluencia (kgf)	2989	3090	3131	2707
Desplazamiento de fluencia (mm)	1.02	1.25	1.30	1.45

Excluyendo el comportamiento del BRB 4 por razones expuestas posteriormente, se puede indicar que la carga de fluencia promedio para los BRB se encuentra en 3000 kgf con una tendencia a variar por encima o por debajo de dicho valor en aproximadamente 2%, con lo que se concluye que los tres primeros dispositivos alcanzaron la carga de fluencia a tensión del núcleo sin presentar ningún problema por pérdida de rigidez axial. Además se observa que los tres primeros dispositivos superaron sin ningún inconveniente la deformación mínima de $2\Delta_{bm} = 4.28 \text{ mm}$. Por lo anteriormente expuesto, se ha determinado que las probetas BRB 1, BRB 2 y BRB 3 han cumplido con las expectativas preliminares de un elemento con

restricción al pandeo.

Sin embargo, se debe mencionar que aunque el dispositivo BRB 4 alcanzó una carga estimada de fluencia de 2707 kgf a una deformación de 1.45 mm, la probeta no alcanzó la totalidad de la deformación mínima requerida. Para una carga de compresión de 3073 kgf y una deformación axial de 3.48 mm, se presentó inestabilidad por deformación en la parte superior del dispositivo, por lo que se debió detener el ensayo.

Cabe anotar que no se llegó a la rotura del núcleo, ni se presentó pandeo global de la riostra. La falla fue específicamente en la zona de la transición superior entre el núcleo y la conexión del BRB, debido a que no existía el suficiente material de soldadura que uniera la platina central con sus patines, lo que provocó el pandeo local de este último, tal como se observa en la Figura 5.4 y Figura 5.5. Por lo anteriormente expuesto, se ha determinado que la probeta BRB 4 no ha cumplido con las expectativas preliminares de un elemento con restricción al pandeo.



**Figura 5.4 Problema de inestabilidad en la zona de transición entre el núcleo y la conexión.
Probeta BRB 4.**



Figura 5.5 Pandeo de la zona de transición entre el núcleo y la conexión para el BRB 4.

5.4. Aspectos Económicos

Se realizó un estimativo de los costos de fabricación de los cuatro (4) modelos a escala 1:14 de las riostras de pandeo restringido con la finalidad de obtener un orden de magnitud de costo lo más aproximado a la realidad de cada una de las riostras.

En la Tabla 5.2 se presenta el análisis de los costos generales de fabricación de las riostras.

Tabla 5.2 Costos de fabricación de los BRB a escala 1/14.

Ítem de Pago	Cantidad	Valor (\$)	Valor Total (\$)
Platinas (A36) – Suministro, corte y soldado	1	200.00	200.00
Tubos HSS (A500 Gr. C) – Suministro y corte	4	1.25	5.00
Mortero Sika Grout	1	10.01	10.01
Cinta de espuma de polietileno	4	2.12	8.48
Grasa común	1	5.99	5.99
Pernos (ASTM A-325)	32	0.25	8.00
Gastos varios	1	20.00	10.00
Valor Total (4 BRB) (\$)			247.48
Valor Unitario (\$)			61.87

Se estimó que el costo de fabricación de un BRB de 390 mm de longitud fue de \$61.87. Por lo tanto se puede inferir que el costo de fabricar una riostra escala real, es decir, por ejemplo una diagonal de 7 metros de longitud (calculada para una luz de 6 metros y una altura de piso de 3m), 18 veces más grande que las

presentadas en esta investigación, puede ser de aproximadamente \$1113.66.

Los informes de Dasse Design Inc (2009), Star Seismic (2009) y Cancelado (2012), presentan estudios técnicos y económicos acerca de la ventaja de implementar BRBF como sistema de reforzamiento estructural. En la Tabla 5.3, Tabla 5.4 y Tabla 5.5 se presenta un resumen de los aspectos económicos más relevantes correspondientes a los estudios mencionados.

Tabla 5.3 Costos de fabricación y montaje de BRB en EEUU [41].

Estructura	Cantidad de BRB	Costo Total de BRB (\$)	Costo Unitario BRB (\$)
6 Niveles (Longitud BRB = 6 m)	48	242345.00	5048.85
3 Niveles (Longitud BRB = 6 m)	24	120430.00	5017.92

Tabla 5.4 Costos de fabricación y montaje de BRB en Europa [21].

Estructura	Cantidad de BRB	Costo Total de BRB (€)	Costo Unitario BRB (€)	Costo Unitario BRB (\$)
7 Niveles (Longitud BRB = 6 m)	112	338400.00	3021.43	3245.77
3 Niveles (Longitud BRB = 10 m)	12	82800.00	6900.00	7412.33

*Tasa de cambio 1€=1.07425\$

Tabla 5.5 Costos de fabricación de BRB en Colombia [11].

Descripción	Costo Unitario de BRB (Pesos Colombianos)	Costo Unitario BRB (\$)
Longitud BRB = 7 m	3700000.00	1402.30

*Tasa de cambio 1 Peso Colombiano=0.000379\$

Así mismo, se presenta en la Figura 5.6 una comparación entre los costos por metro lineal de BRB presentados en las tablas descritas anteriormente.

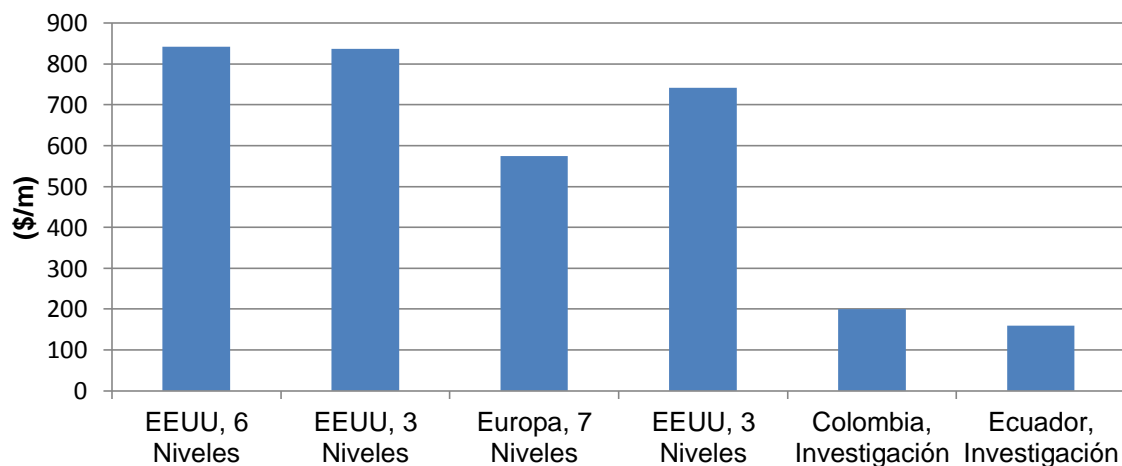


Figura 5.6 Estimación de los costos de BRB por metro de longitud.



En la figura anterior se puede apreciar que el costo por metro lineal de BRB con tecnología y mano de obra local es muy cercano a los obtenidos por la investigación en Colombia, mientras que si se compara el costo de la riostra de esta investigación con el precio de sus similares norteamericanos y europeos, tan solo representa entre el 20% y 28% del valor total.

6. APLICACIÓN DEL SISTEMA BRBF A EDIFICACIONES DE ACERO

6.1. Introducción

Cada día son más las edificaciones que incorporan las riostras de pandeo restringido como una opción de reforzamiento estructural. Países líderes en la tecnología sismorresistente tales como: Japón, EEUU, Taiwán, entre otros; registran importantes empresas dedicadas al diseño sísmico las cuales implementan los BRBF en muchos de sus proyectos. En la Figura 6.1 se observa The Nippon Television Tower, en la cual la empresa Nippon Steel Engineering ha usado riostras de pandeo restringido para proteger a la edificación de los mayores sismos en Japón. Por otra parte en la Figura 6.2 se observa Elmendorf Air Force Base, estructura en donde la empresa Star Seismic ha utilizado BRB como un método de rehabilitación sísmico.



Figura 6.1 The Nippon Television Tower, Tokyo, Japón (cortesía de Nippon Steel Engineering).



Figura 6.2 Elmendorf Air Force Base, Anchorage, EEUU (cortesía de Star Seismic).

Dada la gran aceptación del sistema en países líderes en el diseño sismorresistente, en este capítulo se ilustra el procedimiento para diseñar edificaciones que usen pórticos con riostras de pandeo restringido como sistema sismorresistente. Teniendo en cuenta que la NEC 2013 no contempla explícitamente este sistema de reforzamiento estructural, el uso de la normativa ecuatoriana de diseño sismorresistente se ha de limitar para obtener las cargas sísmicas y comprobar las derivas permitidas, mientras que las recomendaciones norteamericanas AISC 341-10 y FEMA 450 serán utilizadas para el diseño y posterior comprobación de la edificación.

6.2. Edificación Tipo y Consideraciones para los BRBF

6.2.1. Descripción de la edificación tipo

Las edificaciones que se han puesto bajo análisis en este capítulo tratan de

representar a la gran mayoría de inmuebles de oficinas existentes en la ciudad de Cuenca, Ecuador; específicamente obras de 5 y 10 plantas construidas en acero con una altura de entrepiso de 3 metros y una luz entre columnas de 6 metros para ambas direcciones. En cuanto a los materiales se indica que se ha de usar un hormigón con una resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y diferentes tipos de acero, cuyas principales características se encuentran resumidas en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Acero a utilizar en las edificaciones tipo.

Material Para	Denominación	E. Fluencia Mín. (Fy) (kgf/cm ²)	E. Tensión Mín. (Fu) (kgf/cm ²)	F. Fluencia Probable (Ry)	Módulo de Elasticidad (E) (kgf/cm ²)
Perfiles estructurales	ASTM A572 Gr 50	3500	4900	1.2	2100000
Núcleo BRB	ASTM A36	2500	4000	1.3	2100000
Camisa BRB	ASTM A500 Gr C	3500	4900	1.2	2100000
Placas de conexión	ASTM A572 Gr 50	3500	4900	1.2	2100000

Por otra parte, la geometría de las edificaciones tipo de 5 y 10 niveles se ilustran en la Figura 6.3 y Figura 6.4 respectivamente.

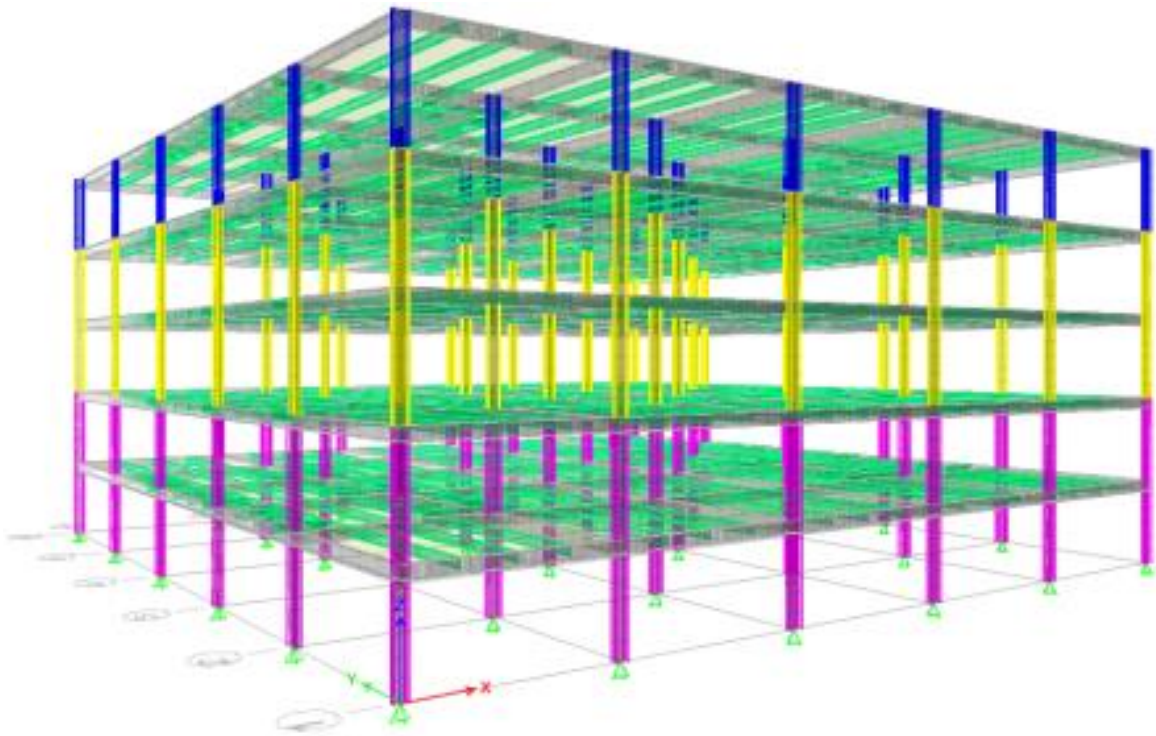


Figura 6.3 Edificación Tipo de 5 Niveles.

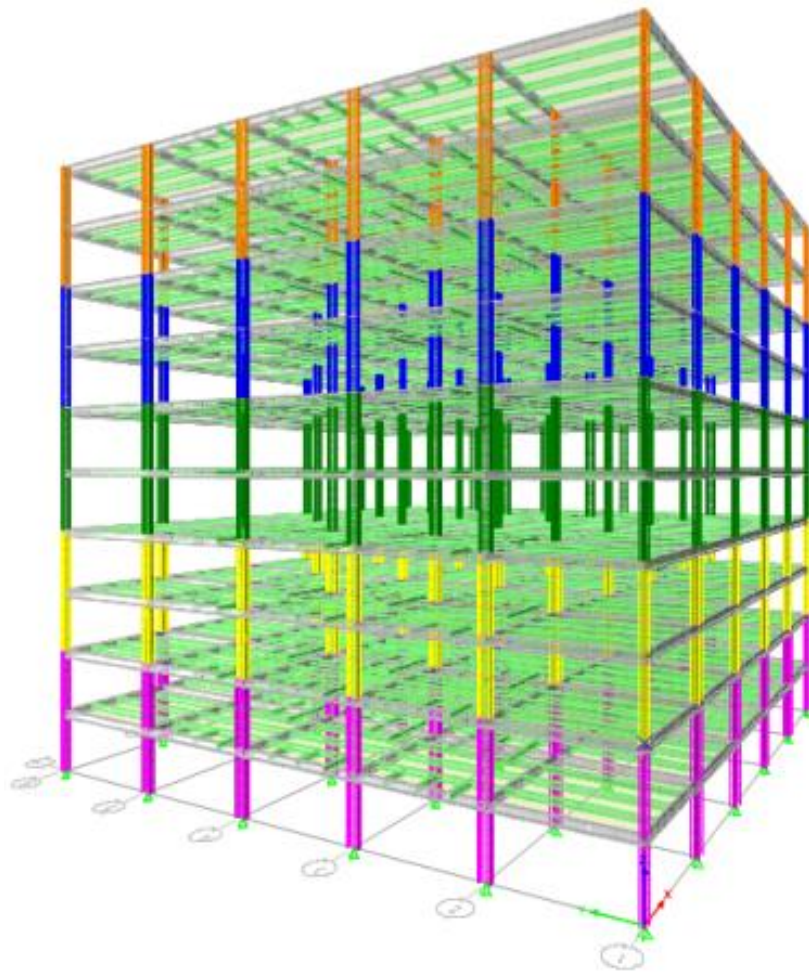


Figura 6.4 Edificación Tipo de 10 Niveles.

La intención al momento de eliminar el mayor número de variables tales como: luces entre columnas, configuraciones en planta y elevación, entre otras; se sustenta en el objetivo de obtener una edificación geoméricamente simplificada y así poder establecer como variable principal la disposición espacial de los pórticos con riostras de pandeo restringido.

Por lo tanto dichas edificaciones simplificadas se han determinado como punto de partida de un análisis que estudiará la factibilidad de la implementación de riostras de pandeo restringido como dispositivos disipadores de energía y bajo qué condiciones específicas.

6.2.2. Consideraciones para los BRBF

Existen algunos comportamientos inherentes al uso de los sistemas arriostrados

concéntricamente, ya sean estos especiales o con riostras de pandeo restringido; pero que han de ser considerados desde la concepción misma del proyecto con la finalidad de que no generen inconvenientes ni se conviertan en limitaciones para el correcto funcionamiento de la estructura. Se presentan a continuación dos de los más importantes aspectos a considerar para el diseño de edificaciones con BRBF en la ciudad de Cuenca, Ecuador.

6.2.2.1. Configuración geométrica del arriostramiento

Diferentes configuraciones del arriostramiento se pueden considerar al momento de implementar un BRBF como sistema sismorresistente. Como se puede observar en la Figura 6.5, Deulkar et al. utilizaron cuatro configuraciones distintas en un estudio del control de vibraciones mediante el uso de BRB [42]. La investigación comparó la reducción de la deriva de entrepiso, Figura 6.6; obtenidos del análisis de diferentes configuraciones del arriostramiento y encontró que la disposición de los BRB en forma de V invertida presenta la menor deriva.

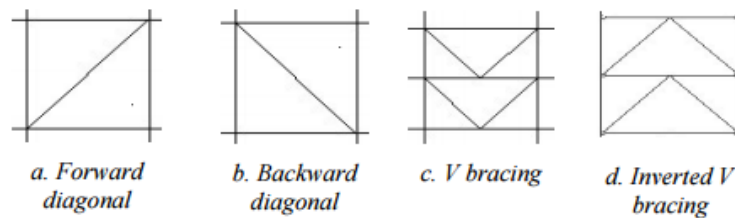


Figura 6.5 (Adaptada) Configuración geométrica del arriostramiento [42].

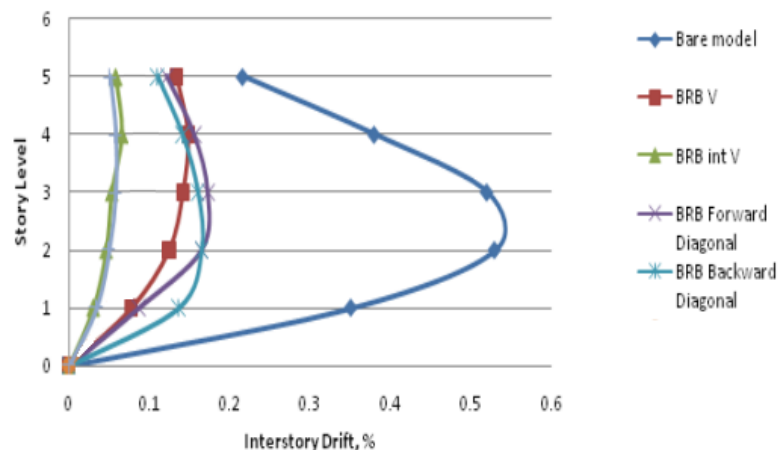


Figura 6.6 (Adaptada) Comparación de la deriva de entre piso para diferentes tipos de configuraciones geométricas de BRBF [42].

En base a los resultados expuestos, se ha decidido usar en este trabajo la

configuración de V invertida, ya que a más de proporcionar la mayor rigidez lateral, esta disposición de los BRB provee un espacio en la mitad de la luz de la viga lo suficientemente grande como para ser aprovechado arquitectónicamente.

6.2.2.2. Importancia de las reacciones en las cimentaciones

Las reacciones que se presenten en las cimentaciones de las edificaciones son de gran importancia, aunque no tanto en magnitud pero si en su dirección. Las reacciones compresivas son fácilmente absorbidas por la capacidad de soporte del suelo. Por otra parte, las reacciones de tracción son más difíciles de controlar debido a que las características del suelo presente en la ciudad de Cuenca, dificultan la construcción de pilotes, que son el tipo de estructuras comúnmente utilizadas para resistir fuerzas de tracción en las cimentaciones.

Este problema se vuelve aún más considerable al utilizar un sistema de arriostramientos concéntrico BRBF para los pórticos de las edificaciones. Como se aprecia en la Figura 6.7 son las diagonales las que absorben mayoría de la carga proveniente de la acción sísmica, provocando estados de tracción y compresión en las riostras.

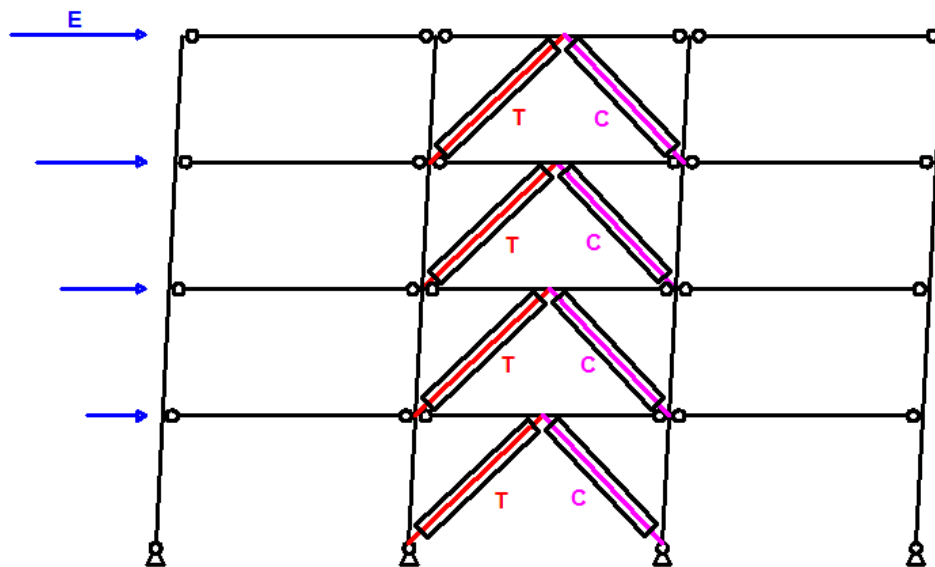


Figura 6.7 Fuerzas axiales producidas en los BRB debido a la acción de cargas laterales.

Por lo tanto, son estas fuerzas que actúan sobre los BRB las que provocan que las cimentaciones se encuentren bajo efectos de tensión o compresión con el propósito de que la estructura alcance un estado de equilibrio, ver Figura 6.8 (a) y Figura 6.8 (b) respectivamente.

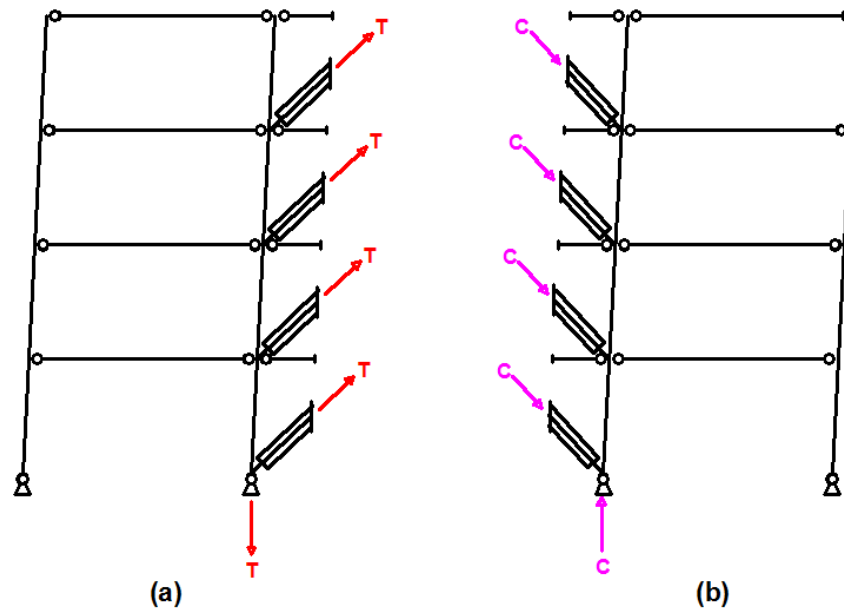


Figura 6.8 (a) Reacciones de tracción en las cimentaciones de un BRBF y (b) Reacciones de compresión en las cimentaciones de un BRBF.

Cabe mencionar que cuando se realiza un análisis de los estados de las fundaciones bajo la acción de las combinaciones de carga; las tracciones en las cimentaciones son de cierta manera atenuadas debido a los efectos compresivos provocados por las cargas gravitacionales que bajan por la columna. Por lo tanto, el objetivo principal es obtener un valor de tracción final aceptable que pueda ser contrarrestado por el peso propio de la cimentación y el peso del material de relleno.

En base a lo expuesto anteriormente, se ha de buscar un punto de equilibrio para este problema con un aumento en número y una correcta distribución espacial de los BRBF, con la intención de aminorar la carga sísmica que disipa cada pórtico y por ende disminuir las cargas de tracción enviadas a cada riostra.

6.3. Fuerzas Actuantes, Método de Diseño y Control de la Deriva de Piso

6.3.1. Calculo de las fuerzas actuantes sobre la edificación

Todos los componentes estructurales de una edificación deben ser diseñados para cumplir con las solicitaciones simultáneas de dos tipos de cargas: las gravitacionales y las laterales. Mientras que las cargas de gravedad incluyen el peso propio de la estructura y lo que esta contendrá, las cargas laterales son el

resultado de la acción de fuerzas sísmicas o de viento. Las cargas que se consideran a continuación son las que se usan para el modelamiento estructural de la edificación que se encuentra bajo este análisis.

6.3.1.1. Cálculo de las cargas gravitacionales

a) Cargas muertas

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura [43].

Dada la explicación anterior, para la determinación de la carga muerta se ha de tener en cuenta que los edificios serán destinados para oficinas; por lo que se utilizarán paredes de bloque alivianado cada 6 metros y particiones delgadas en el interior con el objetivo de obtener espacios internos de 3 metros en ambas direcciones. Además se ha de utilizar un sistema de entepiso con placa colaborante con el fin de aligerar el peso de la estructura.

Para el cálculo de los pesos propios de los elementos que intervienen en la obtención de la carga muerta, se utilizarán los valores determinados por la autoridad competente o los que estén estipulados en los manuales técnicos proporcionados por las empresas que comercialicen los materiales empleados.

Por lo tanto, se presenta en la Tabla 6.2 y Tabla 6.3 un resumen de las cargas muertas de piso y de cubierta, respectivamente; que luego serán usadas en el modelo computacional.

Tabla 6.2 Carga Muerta de Piso.

Descripción	Valor (kgf/m²)
Placa colaborante (Altura 5,5 cm) + Concreto (6 cm)	210.0
Columnas	15.0
Vigas	25.0
Paredes interiores (Bloque alivianado 15 cm + enlucido 1cm/lado)	135.0
Paredes interiores (Gypsum 1/2"/lado)	20.0
Elementos de fachada (Vidrio)	15.0
Piso Porcelana/Cerámica (0.8 cm) + Mortero (2 cm)	40.0
Cielo raso	20.0
Componentes eléctricos/mecánicos	20.0
TOTAL	500.0

Tabla 6.3 Carga Muerta de Cubierta.

Descripción	Valor (kgf/m ²)
Cubierta y aislamiento	35.0
Placa colaborante (Altura 5,5 cm) + Concreto (6 cm)	210.0
Columnas	15.0
Vigas	25.0
Cielo raso	20.0
Componentes eléctricos/mecánicos	20.0
TOTAL	325.0

b) Cargas vivas

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras [43].

Por lo tanto, se ha de utilizar la carga viva estipulada en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2013 para el caso específico de edificaciones destinadas a oficinas. Se presenta en la Tabla 6.4 el detalle de estos valores.

Tabla 6.4 Cargas Vivas [43].

Descripción	Valor (kgf/m ²)
Carga Viva de Piso	250.0
Carga Viva de Cubierta	100.0

6.3.1.2. Cálculo de la carga sísmica

Para el cálculo de la carga sísmica se ha de usar como reglamento base el Capítulo 2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción publicada en Enero de 2013, que para la fecha en que se realizó este trabajo era la normativa sísmica vigente.

La NEC en su Capítulo 2 – “Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente” establece que en general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos estáticos o dinámicos de obtención de fuerzas laterales. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación. Para el cálculo de estructuras regulares tanto en planta como en elevación, como es el caso de nuestras edificaciones; es suficiente la aplicación de procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales [44].

Un análisis de fuerza lateral equivalente consistirá en la aplicación de las fuerzas laterales estáticas equivalentes a un modelo matemático lineal de la estructura. La sumatoria de las fuerzas laterales aplicadas en cada dirección deberá ser igual al cortante basal total de la estructura y su distribución vertical obedecerá al primer modo de vibración del modelo analizado [45].

a) Estimación del cortante basal

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la expresión:

$$V = \frac{IS_a}{R\varphi_P\varphi_E}W \quad Ec. 6.1$$

Donde:

S_a	=	Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño,
I	=	Factor de importancia de la estructura,
R	=	Factor de reducción de respuesta estructural,
φ_P	=	Factor de configuración estructural en planta,
φ_E	=	Factor de configuración estructural en elevación,
W	=	Carga reactiva.

A continuación se describen las variables descritas anteriormente para la obtención del cortante basal de diseño:

- Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño

El cálculo de la aceleración espectral para una edificación en particular consiste en obtener el valor S_a de un espectro de respuesta elástico de aceleraciones específico en base a un periodo de vibración T particular. Dicho espectro de respuesta debe ser representativo de la localidad y tipo de suelo en donde va a ser emplazada la estructura mientras que el periodo T corresponde al periodo máximo de vibración obtenido por fórmulas estipuladas en la normativa o mediante un análisis modal.

Se presenta en la Figura 6.9 el mapa de zonificación sísmica del Ecuador con el objetivo de ilustrar que la ciudad de Cuenca se encuentra en una región de alto

peligro sísmico.

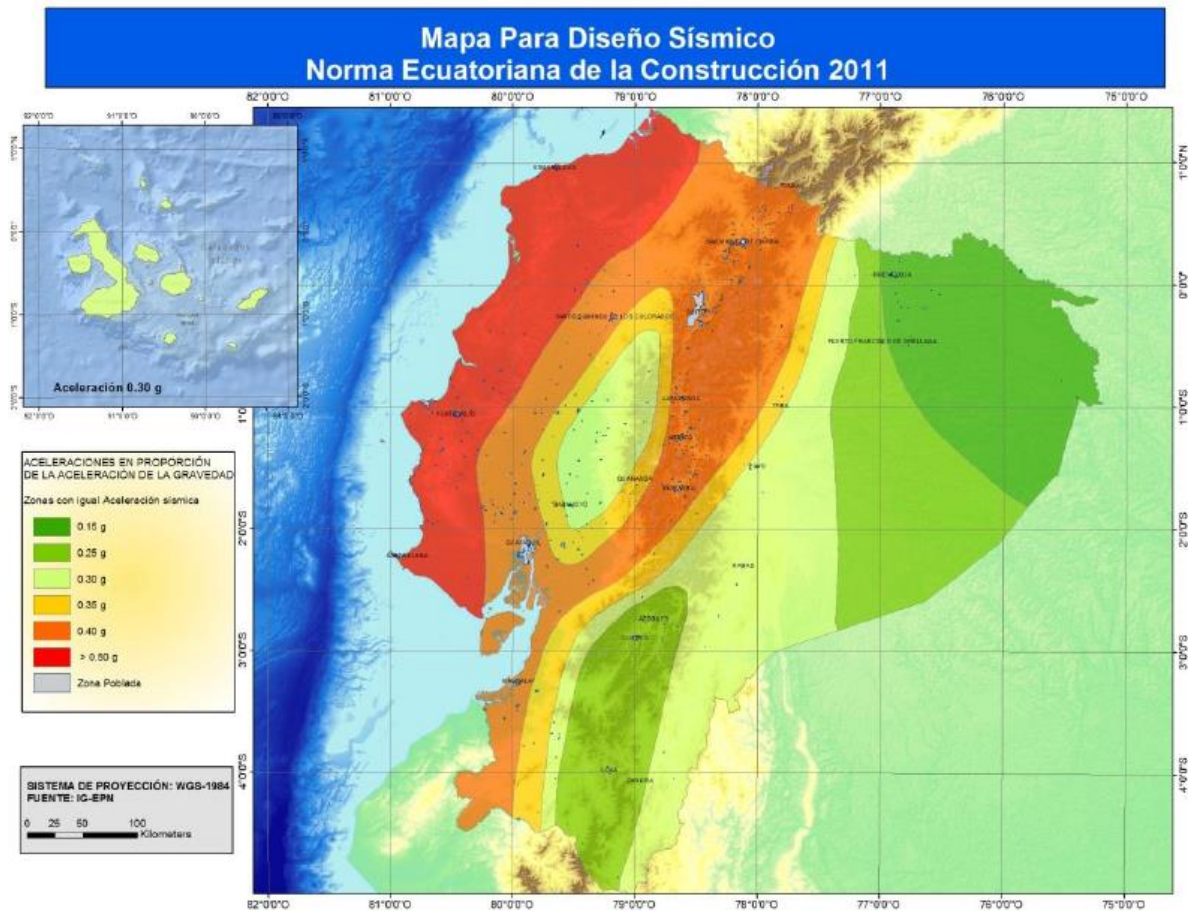


Figura 6.9 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z [44].

Por otra parte, en la Tabla 6.5 se presenta un resumen de los parámetros necesarios para el cálculo del espectro de respuesta correspondiente a la ciudad de Cuenca y asumiendo que las características del terreno en donde van a ser emplazadas las edificaciones corresponden a las de un suelo tipo C.

Tabla 6.5 Parámetros sísmicos para la ciudad de Cuenca y suelo tipo C.

Ciudad	Región	Factor de Zona Sísmica (Z)	Perfil de Suelo	Fa	Fd	Fs	r	η
Cuenca	Sierra	0.25	C	1.3	1.5	1.1	1	2.48

Finalmente, en la Figura 6.10 se presenta el espectro de respuesta elástico en aceleraciones para nuestras condiciones en particular.

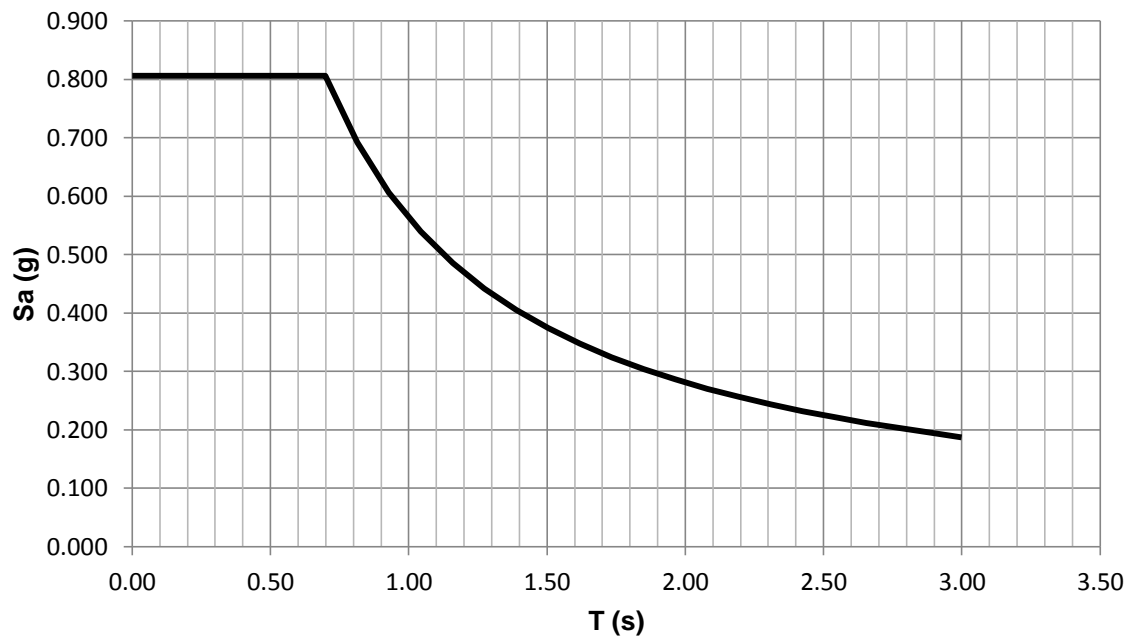


Figura 6.10 Espectro de respuesta elástico para la ciudad de Cuenca y suelo tipo C.

Por otro parte, la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2013 provee mediante dos métodos, una estimación inicial razonable del periodo estructural de la edificación con el objetivo de permitir el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse mediante el Método 2 o por medio de un análisis modal y el cortante basal debe ser re evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en iteraciones consecutivas, la variación de periodos sea menor o igual a 10% [44].

– Método 1

$$T = C_t h_n^{\alpha} \quad \text{Ec. 6.2}$$

Donde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros,

- Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.80$.
- Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $\alpha = 0.75$.
- Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$.

- Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$.
- Método 2

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad \text{Ec. 6.3}$$

Donde:

- f_i = Cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i ,
 δ_i = Deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

Sin embargo, el valor de T calculado según el Método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1 [44].

Se utiliza la ecuación 6.2 a fin de obtener los periodos máximos para la edificación de acero con arriostramientos concéntricos. Finalmente, en base a los periodos obtenidos y al espectro elástico en aceleraciones, se calculan los valores de aceleración espectral para cada caso de edificación. Se presenta en la Tabla 6.6 los resultados obtenidos para las edificaciones tipo de 5 y 10 pisos.

Tabla 6.6 Valores del periodo máximo y aceleración espectral para las edificaciones tipo.

Número de Pisos	Altura (m)	C_t	α	Periodo Máximo (T) (s)	Aceleración espectral (S_a) (g)
5	15	0.073	0.75	0.556	0.806
10	30	0.073	0.75	0.936	0.601

- Factor de importancia de la estructura

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Se presenta por lo tanto en la Tabla 6.7 la clasificación de las estructuras de acuerdo a sus características de utilización.

Tabla 6.7 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura [44].

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

Dado que nuestras edificaciones serán destinadas a oficinas, un factor de importancia con un valor de $I = 1.0$ ha de ser adoptado para los posteriores análisis.

- Factor de reducción de respuesta estructural

El Factor de reducción de respuesta sísmica R , es desarrollado como un medio para tomar en consideración dos aspectos de la respuesta estructural de una edificación ante demandas sísmicas, siendo estos: La capacidad para disipar energía del al momento de incursionar en el rango inelástico, y la sobre resistencia inherente de los sistemas estructurales y sus materiales constitutivos.

Por lo tanto, el diseñador debe seleccionar el sistema estructural a utilizarse para la edificación junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente. Se presenta en la Tabla 6.8 los diferentes sistemas de reforzamiento estructural y sus respectivos factores de reducción R que se encuentran contemplados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2013.

Tabla 6.8 Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R para sistemas estructurales dúctiles [44].

Descripción	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos Resistentes a Momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros Sistemas Estructurales para Edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Aunque la NEC 2013 posee tablas y valores R para distintos sistemas sismorresistentes; los pórticos con riostras de pandeo restringido aún no se encuentran contemplados dentro de su reglamento sísmico, por lo que se ha de utilizar la normativa de EEUU [45] para presentar en la Tabla 6.9 un extracto de los coeficientes y factores para los BRBF.

Tabla 6.9 Coeficientes de diseño y factores para sistemas sismorresistentes básicos [45].

Sistema Sismorresistente	R	F. de Sobre Resistencia (Ω_0)	F. Amplificación de Deflexiones (C_d)
Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido, con uniones de viga columna articuladas.	7	2.0	4.0
Pórticos con Riostras de Pandeo Restringido, con uniones de viga columna a momento.	8	2.5	5.5

Para nuestro caso en particular se utilizara el factor $R = 7$ debido a que nuestro sistema BRBF no presenta uniones rígidas en el punto de unión de la viga con la columna.

- Factor de configuración estructural en planta

El coeficiente φ_p se estimará a partir del análisis de la regularidad e irregularidad

en las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 6.10. Se utilizará la expresión:

$$\varphi_P = \varphi_{PA} \varphi_{PB} \quad \text{Ec. 6.4}$$

Donde:

φ_{PA} = Mínimo valor φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 6.10, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (φ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades),

φ_{PB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 en la estructura.

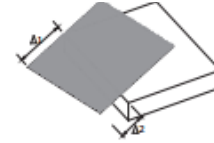
Tabla 6.10 Coeficientes de irregularidad en planta [44].

Tipo 1 - Irregularidad torsional

$\phi_{Pi}=0.9$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$

Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.



Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{Pi}=0.9$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.



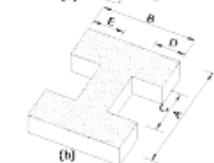
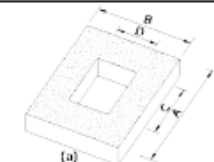
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso

$\phi_{Pi}=0.9$

$$a) CxD > 0.5AxB$$

$$b) [CxD + CxE] > 0.5AxB$$

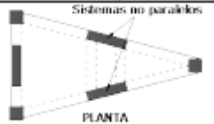
La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.



Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos

$\phi_{Pi}=0.9$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Cuando una estructura no contempla ningún tipo de irregularidad descrita en la Tabla 6.10, en ninguno de sus pisos, φ_P tomará el valor de 1 y se le considerará

como regular en planta, que es el caso específico de nuestras dos edificaciones.

- Factor de configuración estructural en elevación

El coeficiente φ_E se estimará a partir de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 6.11. Se utilizará la expresión:

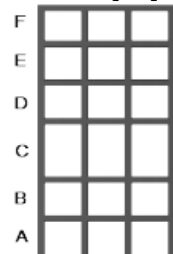
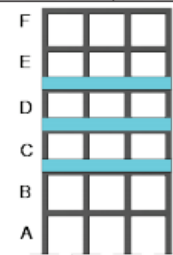
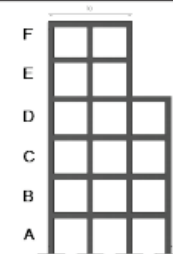
$$\varphi_E = \varphi_{EA} \varphi_{EB} \quad Ec. 6.5$$

Donde:

φ_{EA} = Valor φ_{Ei} de cada piso i de la estructura (φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1),

φ_{EB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura.

Tabla 6.11 Coeficientes de irregularidad en elevación [44].

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E = 0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_0 Rigidez $< 0.80 \frac{(K_p + K_e + K_c)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E = 0.9$ $m_0 > 1.50 m_e$ ó $m_0 > 1.50 m_c$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E = 0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 6.11, en ninguno de sus niveles, φ_E tomará el valor de 1 y se

le considerará como regular en elevación que es el caso específico de nuestras dos edificaciones.

- Carga reactiva

La NEC 2013 estipula que la carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso. En el caso de existir depósitos de fluidos en niveles superiores de la edificación debe considerarse el efecto de interacción dinámica entre el fluido y la estructura [44].

Se presenta en la Tabla 6.12 un resumen de la carga reactiva para las estructuras bajo estudio en base a las cargas vivas y muertas establecidas anteriormente.

Tabla 6.12 Cargas reactivas para las edificaciones tipo.			
Edificación	Carga Muerta (kgf)	25% de Carga Viva (kgf)	Carga Reactiva (W) (kgf)
5 Pisos	2092500	247500	2340000
10 Pisos	4342500	528750	4871250

Finalmente, una vez descritos y calculados los distintos factores; se presentan en la Tabla 6.13 los valores del cortante basal de diseño según la ecuación 6.1 para las edificaciones de 5 y 10 niveles.

Tabla 6.13 Cortante basal de diseño para las edificaciones tipo.							
Edificación	S_a (g)	I	R	Φ_p	Φ_E	W (kgf)	V (kgf)
5 Pisos	0.806	1	7	1	1	2340000	269434
10 Pisos	0.601	1	7	1	1	4871250	418316

b) Distribución vertical del cortante basal

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones [44]:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{Ec. 6.6}$$

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad \text{Ec. 6.7}$$

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad \text{Ec. 6.8}$$

Donde:

- V = Cortante total en la base de la estructura,
- V_x = Cortante total en el piso x de la estructura,
- F_i = Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura,
- F_x = Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura,
- N = Número de pisos de la estructura,
- w_x = Peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W ,
- w_i = Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W ,
- h_x = Altura del piso x de la estructura,
- h_i = Altura del piso i de la estructura,
- k = Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T , que se evalúa de la siguiente manera:
 - Para valores de $T \leq 0.5s$, $k = 1.0$
 - Para valores de $0.5s < T \leq 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50 T$
 - Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

La distribución de fuerzas verticales aunque dependiente del periodo fundamental de vibración, se asemeja a una distribución triangular, similar al modo fundamental de vibración.

Por lo tanto, se presenta en la Tabla 6.14 y Tabla 6.15 la distribución vertical del cortante basal de diseño para las edificaciones de 5 y 10 pisos respectivamente que han de ser introducidas en el modelo computacional como cargas sísmicas puntuales en el centro de gravedad del diafragma de cada piso.

Tabla 6.14 Distribución vertical del cortante basal para la edificación de 5 pisos.

Nivel	Wi (kgf)	hi (m)	Wx hx ^k (kgf*m)	Wi hi ^k (kgf*m)	Fuerza en el Nivel Fx (kgf)
5 (+15.00)	315000	15	5097208	5097208	64735
4 (+12.00)	506250	12	6512734	6512734	82712
3 (+9.00)	506250	9	4845363	4845363	61536
2 (+6.00)	506250	6	3193777	3193777	40561
1 (+3.00)	506250	3	1566194	1566194	19891
0 (+0.00)	-	0	-	-	-
TOTAL	2340000		21215277	21215277	269434

Tabla 6.15 Distribución vertical del cortante basal para la edificación de 10 pisos.

Nivel	Wi (kgf)	hi (m)	Wx hx ^k (kgf*m)	Wi hi ^k (kgf*m)	Fuerza en el Nivel Fx (kgf)
10 (+30.00)	315000	30	19835550	19835550	56123
9 (+27.00)	506250	27	28039231	28039231	79335
8 (+24.00)	506250	24	24291947	24291947	68732
7 (+21.00)	506250	21	20645630	20645630	58415
6 (+18.00)	506250	18	17111455	17111455	48416
5 (+15.00)	506250	15	13703900	13703900	38774
4 (+12.00)	506250	12	10442580	10442580	29547
3 (+9.00)	506250	9	7355842	7355842	20813
2 (+6.00)	506250	6	4489038	4489038	12701
1 (+3.00)	506250	3	1929740	1929740	5460
0 (+0.00)	-	0	-	-	-
TOTAL	4871250		147844913	147844913	418316

c) Dirección de aplicación de fuerzas sísmicas

Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Además debe considerarse una excentricidad accidental del 5% en la aplicación de dichas fuerzas [44].

6.3.2. Método de diseño [46]

Para el diseño de las estructuras se considerará el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia. El método de diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design) se basa en la evaluación de una serie de estados límites, los cuales pueden definirse como una condición de la estructura o de uno de sus componentes, más allá de la cual no queda satisfecho el comportamiento requerido o esperado. Los estados límites se dividen en dos grupos:

- Estados límites de servicio: son aquellos vinculados a condiciones de funcionamiento y su incumplimiento puede afectar el normal uso de la construcción. Como ejemplo, puede mencionarse el control de deformaciones excesivas en vigas o de vibraciones en un entrepiso cuando se someten a cargas de servicio.
- Estados límites de resistencia (o últimos): son los relacionados con la capacidad resistente ante cargas últimas y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso. Estos estados

varían según el tipo de sollicitación actuante, y usualmente se requiere verificar varios de ellos para un mismo componente.

La verificación de los estados límites de resistencia se realiza a través de la comparación entre las sollicitaciones resultantes de aplicar las combinaciones de cargas mayoradas (en estado último) y la resistencia correspondientes ha dicho estado, lo cual puede expresarse como:

$$R_u(demanda) \leq R_d(suministro)$$

Este criterio de verificación de un estado límite de resistencia puede expresarse matemáticamente a través de la siguiente expresión:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde λ_i representa los factores de carga que multiplican las distintas cargas o sobrecargas de servicio Q_i , ϕ es el factor de resistencia correspondiente a ese estado límite y R_n es la resistencia nominal obtenida a partir de expresiones o procedimientos indicados en los reglamentos vigentes y considerando estimaciones conservadoras acerca de las propiedades de los materiales.

Para la cuantificación de los factores de carga y resistencia se considera un modelo probabilístico (en el cual las cargas Q y las resistencias R se representan como variables aleatorias estadísticamente independientes), la calibración y comparación con el método ASD y la evaluación fundamentada en la experiencia y ejemplos desarrollados por ingenieros estructurales.

Los factores de resistencia ϕ multiplican la resistencia nominal o teórica, a los efectos de considerar incertidumbres debidas a los procedimientos de cálculo, materiales, dimensiones, mano de obra, etc. Los valores que adopta este factor dependen del tipo de componente y de la sollicitación actuante. Así por ejemplo, se tiene: 0.90 para fluencia en miembros en tracción, 0.75 para fractura, 0.90 para miembros en compresión y 0.90 para componentes sometidos a flexión y corte.

El método LRFD considera diversas combinaciones de carga, las cuales surgen de asumir que cada una de ellas actúa separadamente con el máximo valor esperado en la vida útil de la construcción (acción de base), mientras que las otras cargas (acciones de acompañamiento) adoptan valores usuales, todas con igual probabilidad de ocurrencia. Finalmente, se presentan combinaciones de cargas que han de usarse en el presente trabajo según lo requerido por ASCE 7-10:

1. $1.4(D + F)$
2. $1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
3. $1.2D + 1.6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.8W)$
4. $1.2D + 1.6W + L + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6. $0.9D + 1.6W + 1.6H$
7. $0.9D + 1.0E + 1.6H$

Donde:

D	=	Carga permanente,
E	=	Carga de sismo,
F	=	Carga de fluidos con máximas alturas y presiones,
H	=	Carga de presión lateral de tierra, presión de agua en tierra, o presión de materiales bituminosos,
L	=	Sobrecarga (carga viva),
Lr	=	Sobrecarga cubierta (carga viva de cubierta),
R	=	Carga de lluvia,
S	=	Carga de granizo,
T	=	Esfuerzo propio,
W	=	Carga de viento.

6.3.3. Control de la deriva de piso

El daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas Δ_M , se presentan en la Tabla 6.16, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

Tabla 6.16 Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso [44].

Estructuras de	Δ_M máximos
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

El procedimiento seguido para calcular las derivas de piso empieza con el cálculo de los desplazamientos horizontales de cada piso ocasionados por la acción de la carga sísmica. Luego, las derivas de entrepiso elásticas Δ_E , se calculan como la diferencia de los desplazamientos en la parte superior e inferior del piso en cuestión. Entonces, las derivas de entrepiso inelásticas Δ_M , se han de calcular como el producto de Δ_E y $0.75R$. Finalmente se han de presentar en forma

normalizada las derivas inelásticas de entrepiso dividiendo Δ_M para la altura libre o separación de dos entrepisos consecutivos.

Se presenta a continuación las ecuaciones necesarias para realizar un control de las derivas de piso.

$$\Delta_E = \text{Desplazamiento Piso}_n - \text{Desplazamiento Piso}_{n-1} \quad \text{Ec. 6.9}$$

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad \text{Ec. 6.10}$$

$$\Delta_M(\%) = 0.75R\Delta_E/h \quad \text{Ec. 6.11}$$

6.4. Descripción del Modelo Computacional en ETABS

El programa de análisis estructural ETABS 2013 fue usado para modelar la estructura y realizar su posterior el análisis lineal. A continuación se presenta la descripción de la idealización del modelo estructural así como las diferentes consideraciones que se tomaron en cuenta el momento de realizar el modelo computacional:

- Las cargas muertas y cargas vivas han sido aplicadas como cargas distribuidas sobre la losa de entrepiso.
- El peso propio de los elementos no es calculado por el programa computacional.
- Las fuerzas sísmicas fueron aplicadas en el centro de masa de cada diafragma como cargas puntuales teniendo en cuenta una excentricidad accidental del 5%.
- Las uniones viga-columna fueron consideradas como uniones a cortante simple y por lo tanto fueron modeladas como articuladas.
- Aunque la presencia de las placas de conexión (gusset plates) puede aportar cierta rigidez en la zona de unión viga-columna, ningún “rigid offset” fue asignado al modelo con la intención de obtener resultados más conservativos.
- Todas las riostras de pandeo restringido fueron modeladas como elementos “frame” articulados en sus extremos.
- Los diafragmas de piso fueron modelados como semirrígidos.
- Como se muestra en la Figura 6.11, la longitud de fluencia del núcleo de acero de la riostra es menor que la distancia total del dispositivo; por lo tanto la rigidez real de la riostra es mayor que la que considera el programa usando solamente el núcleo de acero. Para este proyecto, la rigidez efectiva del BRB se definió como 1.5 veces la rigidez calculada usando

solamente el núcleo de acero.

- Todas las columnas fueron modeladas como articuladas en sus bases.
- Para determinar las fuerzas axiales en los elementos de los pórticos con riostras de pandeo restringido, se consideró que la losa de entrepiso no presenta ninguna rigidez axial asignando modificadores de inercia $f_{11}=f_{22}=f_{12}=0.001$ y $m_{11}=m_{22}=0.35$.
- Para determinar los desplazamientos en base a las solicitaciones sísmicas, se considera que todos los elementos de hormigón se encuentran agrietados asignando modificadores de inercia $f_{11}=f_{22}=f_{12}=0.35$ y $m_{11}=m_{22}=0.35$.

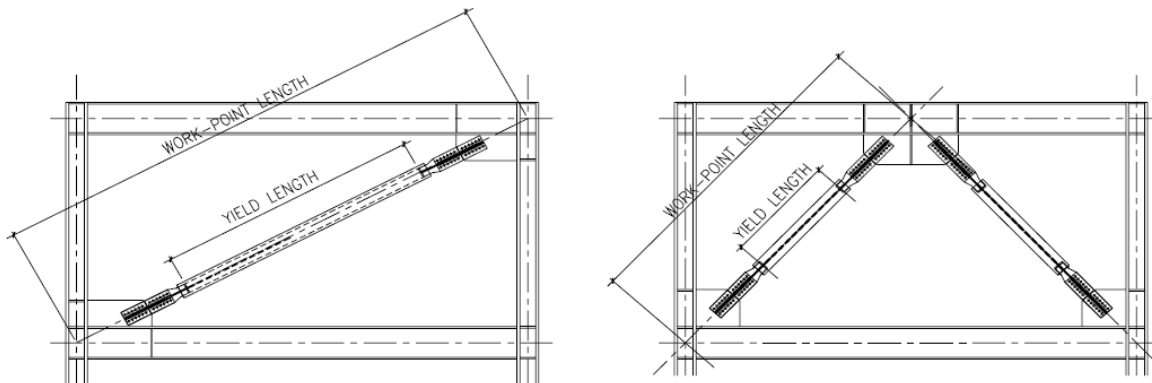


Figura 6.11 Longitudes de fluencia para distintas configuraciones de BRBF [47].

6.5. Diseño de un Pórtico con Riostras de Pandeo Restringido

En esta sección se muestra el procedimiento para el diseño y verificación de una edificación con BRBF como su principal sistema sismorresistente. Se empezará usando las demandas de carga prescritas en NEC 2013 y realizando las comprobaciones de diseño que se estipulan la Sección F4 de AISC 341-10 y la Sección 8.6 de FEMA 450.

Aunque el objetivo primordial es dejar plasmado un procedimiento para el diseño de los elementos que conforman un pórtico con riostras de pandeo restringido, previo al diseño del mismo siempre se ha de tomar en cuenta que las derivas inelásticas de la edificación se encuentren en los rangos permisibles y que las tracciones en las cimentaciones sean manejables. A manera de ejemplo se utiliza los resultados obtenidos de la edificación de 5 niveles y específicamente el BRFB cuya ubicación se encuentra a lo largo del eje 2 entre los ejes D y E (ver Figura 6.12 y Figura 6.13).

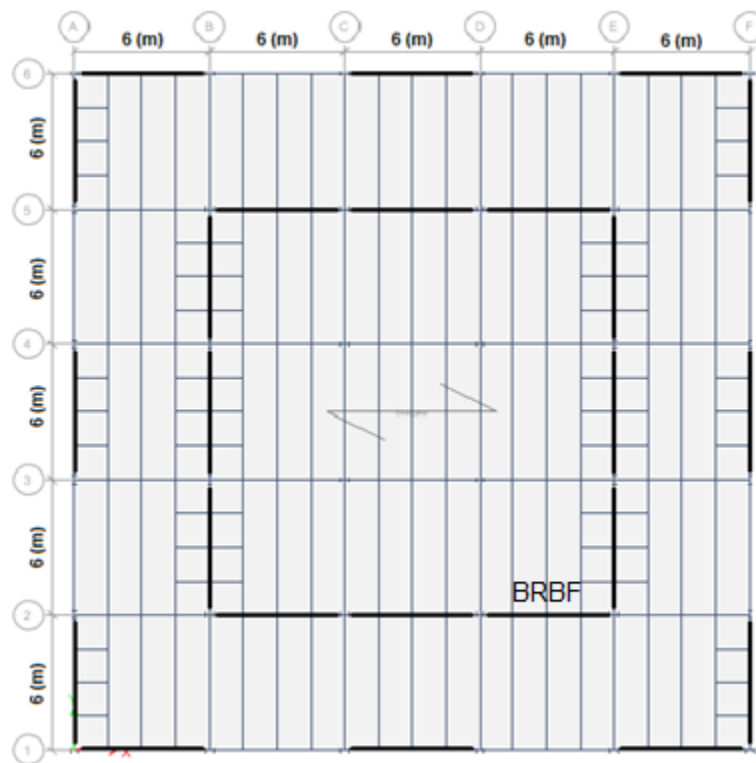


Figura 6.12 Vista en planta de la edificación de 5 niveles.



Figura 6.13 Elevación 2-2 de la edificación de 5 niveles.

6.5.1. Demandas y capacidades de los BRB

El diseño de una riostra de pandeo restringido típica implica el dimensionamiento del núcleo de acero para proporcionarle una suficiente resistencia axial con el objetivo de superar las solicitaciones requeridas. Este es un diseño sencillo basado en la resistencia del material. La resistencia de diseño del BRB se determina por la siguiente ecuación 6.12:

$$\varphi P_n = \varphi P_{y_{sc}} = \varphi F_{y_{sc}} A_{sc} \quad Ec. 6.12$$

Donde:

$$\begin{aligned} F_{y_{sc}} &= \text{Esfuerzo de fluencia mínimo del núcleo de acero,} \\ A_{sc} &= \text{Área transversal del segmento a fluencia,} \\ \varphi &= 0.9 \text{ para el estado límite de fluencia.} \end{aligned}$$

A diferencia de la mayoría de los otros sistemas sismorresistentes, el diseño de los BRB no utiliza la distribución de fuerzas gravitacionales provenientes del análisis elástico debido a que se pueden presentar problemas de concentración de ductilidad en los niveles inferiores de la edificación [48].

En base a las consideraciones mencionadas anteriormente, se calculan las solicitaciones para la riostra en base a los resultados del análisis elástico obtenido con el programa ETABS.

$$P_E = 19940 \text{ kgf}$$

$$\varphi P_n = 0.9 * 2500 * 9 = 20250 \text{ kgf}$$

$$D/C = \frac{P_E}{\varphi P_n} = \frac{19940}{20250} = 0.98 < 1.0 \quad (OK)$$

6.5.2. Cálculo de $2.0\Delta_{bm}$. Deformaciones y resistencias ajustadas del BRB

Las conexiones de las riostras de pandeo restringido y los miembros adyacentes a ellas deben ser diseñados para resistir fuerzas calculadas en base a las resistencias ajustadas de los BRB [49].

El factor de ajuste a la compresión β , toma en cuenta la sobre resistencia a compresión (con respecto a la tensión) que se produce en las riostras de pandeo restringido. El factor de ajuste por endurecimiento ω , toma en consideración la resistencia extra del material debido al endurecimiento. En la Figura 6.14 se puede

observar una relación fuerza-desplazamiento bilineal en donde los factores β y ω están relacionados con las fuerzas en la riostra y el esfuerzo de fluencia nominal del material de la misma. Por otra parte, la ecuación 6.13 y ecuación 6.14; ponen en manifiesto el cálculo de estos dos factores.

$$\beta = \frac{P_{max}}{T_{max}} \quad Ec. 6.13$$

$$\omega = \frac{T_{max}}{F_{y_{sc}} A_{sc}} \quad Ec. 6.14$$

Donde:

- A_{sc} = Área transversal del segmento de núcleo bajo fluencia,
- $F_{y_{sc}}$ = Esfuerzo de fluencia medido del núcleo de acero,
- P_{max} = Máxima fuerza a compresión, $P_{max} = \beta \omega F_{y_{sc}} A_{sc}$
- T_{max} = Máxima fuerza a tensión dentro de las deformaciones correspondientes al 200% de la deriva de piso de diseño ($2.0\Delta_{bm}$), $T_{max} = \omega F_{y_{sc}} A_{sc}$.

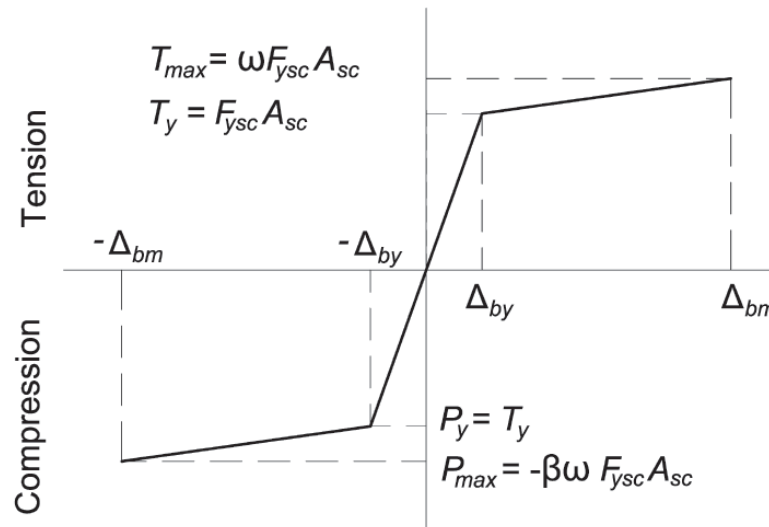


Figura 6.14 Diagrama de fuerza-desplazamiento de un BRB [49].

Se debe tener en cuenta que el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del núcleo de acero F_y , no se utiliza normalmente para el establecimiento de estos factores; en cambio, se utiliza $F_{y_{sc}}$ que está determinado por un par de pruebas sobre platinas del mismo material del núcleo. Otra opción para determinar $F_{y_{sc}}$ es incluir el factor de fluencia probable R_y con el objetivo de así poder usar la resistencia nominal mínima, que es la que generalmente es proporcionada por los

fabricantes de acero. Por otra parte es importante mencionar que los BRB con valores de ω y β menor que la unidad no son verdaderas riostras de pandeo restringido y su uso como tal no está contemplado por el AISC 341-10 [49].

Finalmente, los pasos asociados con el cálculo de estos factores son los siguientes [47]:

- 1) Para el tipo de carga que produzca las mayores derivas de piso elásticas Δ_x , extraer del modelo computacional las correspondientes cargas axiales P_{bx} actuantes sobre las riostras.
- 2) Estimar la longitud de fluencia L_{ysc} del BRB (ver Figura 6.11). Dado que la longitud de fluencia varía entre los diferentes proveedores, se debe obtener una estimación inicial en base a proyectos anteriores que hayan implementado este dispositivo. Para este ejemplo, se asumió que la longitud de fluencia es aproximadamente la mitad de la longitud total del dispositivo $L_{ysc} = 0.5L$.
- 3) Calcular la deformación longitudinal del BRB correspondiente a la deriva elástica de piso Δ_{bx} con el uso de la ecuación 6.15.

$$\Delta_{bx} = \frac{P_{bx} L_{ysc}}{E A_{sc}} \quad Ec. 6.15$$

- 4) Calcular la deformación longitudinal del BRB correspondiente a la deriva de piso de diseño Δ_{bm} mediante la ecuación 6.16. El efecto de la deflexión vertical en la viga debido al uso de BRBF en forma de V invertida es considerado despreciable.

$$\Delta_{bm} = C_d \Delta_{bx} \quad Ec. 6.16$$

- 5) Con la ecuación 6.17 calcular la deformación unitaria promedio del BRB.

$$\varepsilon_{BRC} = \frac{2\Delta_{bm}}{L_{ysc}} \quad Ec. 6.17$$

- 6) Una vez que las deformaciones han sido calculadas, definir los factores de ajuste ω y $\omega\beta$ de la curva característica del BRB utilizado en el pórtico. Al no poseer información comercial acerca de esta curva, para este ejemplo y posteriores diseños la curva característica de nuestra riostra de pandeo restringido ha de quedar definida como se muestra en la Figura 6.15.

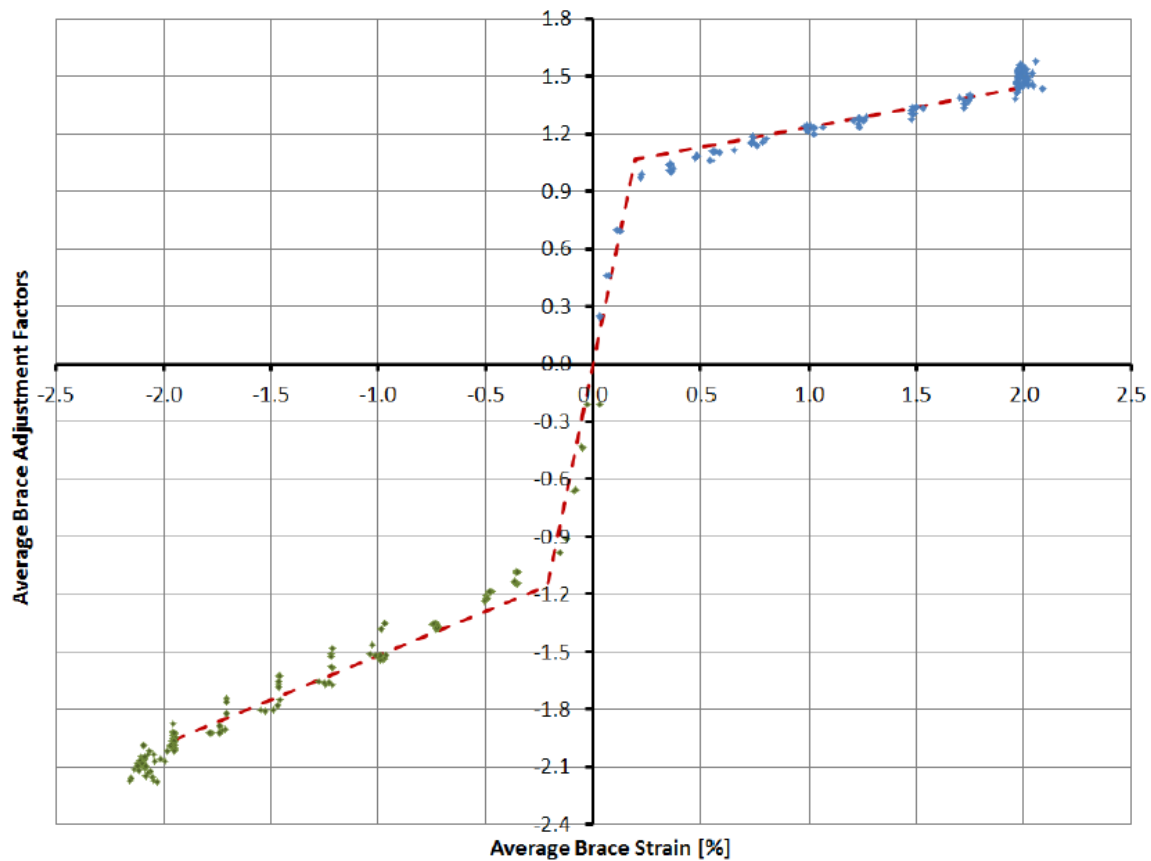


Figura 6.15 Curva característica de un BRB [50].

- 7) Calcular las resistencias ajustadas del BRB usando el máximo esfuerzo de fluencia permitido para el material. Para nuestro caso específico usaremos $F_{ySC} = R_y F_y$.

Finalmente se presenta en la Tabla 6.17 y Tabla 6.18 los factores de ajuste para los BRB y sus resistencias ajustadas, respectivamente.

Tabla 6.17 Factores de ajuste ω y β para los BRB.

Piso	Asc (cm ²)	Pbx (kgf)	Lysc (m)	Δb_x (m)	Δb_m (m)	2.0 Δb_m (m)	ϵ_{BRC} (%)	Factores de ajuste		
								ω	$\omega\beta$	β
5	2.0	4405	2.121	0.002	0.011	0.022	1.05	1.25	1.55	1.25
4	6.0	11635	2.121	0.002	0.010	0.020	0.92	1.22	1.50	1.23
3	8.0	16716	2.121	0.002	0.011	0.021	1.00	1.23	1.53	1.24
2	9.0	19869	2.121	0.002	0.011	0.022	1.05	1.25	1.55	1.25
1	9.0	19940	2.121	0.002	0.011	0.022	1.06	1.25	1.55	1.25

Tabla 6.18 Resistencias ajustadas de los BRB.

Piso	Asc (cm2)	Pysc (kgf)	T max (kgf)	C max (kgf)
5	2.0	6500	8097	10090
4	6.0	19500	23768	29197
3	8.0	26000	32090	39746
2	9.0	29250	36454	45437
1	9.0	29250	36477	45485

6.5.3. Diseño de las vigas que forman parte del sistema BRBF

Esta sección ilustra el diseño de la viga del 2do nivel a lo largo del eje 2 y entre los ejes D y E (ver Figura 6.13) en base a un diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). El diseño es llevado a cabo en tres etapas.

1) Diseño y revisión de las resistencias de la viga contra las solicitaciones de carga inducidas por el cortante basal

Para el caso específico de los BRBF que utilicen una configuración de V invertida, la normativa indica que la fuerza requerida en las vigas interceptadas por las riostras, sus conexiones y elementos de soporte; han de ser determinadas en base a las combinaciones de carga del código de construcción aplicable para el caso supuesto de que los BRB no proporcionan soporte para cargas vivas y muertas [49].

La fuerza axial, el momento flector y la fuerza cortante son obtenidos del modelo computacional para luego realizar las comprobaciones de las resistencias de la viga utilizando el método LRFD.

La sección puesta a prueba será una W 14X38 por lo que en la Tabla 6.19 se muestra un resumen de las principales características de este perfil laminado en caliente.

Tabla 6.19 Propiedades de la sección W 14X38.

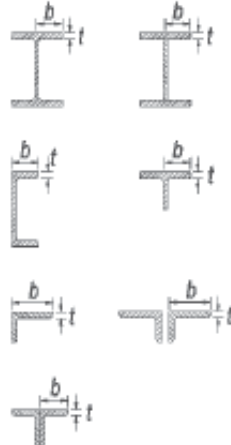
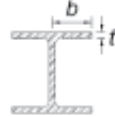



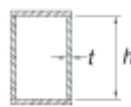


Característica	Simbología	Unidad	Valor
Área Neta	Ag	mm ²	7225.79
Peralte	d	mm	358.14
Espesor del Alma	tw	mm	7.87
Ancho del Patín	bf	mm	171.96
Espesor del Patín	tf	mm	13.08
Inercia XX	Ix	mm ⁴	1.60E+08
Módulo de Sección Elástico XX	Sx	mm ³	8.95E+05
Radio de Giro XX	rx	mm	149.10
Módulo de Sección Plástico XX	Zx	mm ³	1.01E+06
Inercia YY	Iy	mm ⁴	1.11E+07
Módulo de Sección Elástico YY	Sy	mm ³	1.29E+05
Radio de Giro YY	ry	mm	39.37
Módulo de Sección Plástico YY	Zy	mm ³	1.98E+05
Radio de Giro Efectivo	r _{ts}	mm	46.23
Distancia entre Centroides de Patines	h ₀	mm	345.44
Constante Torsional	J	mm ⁴	3.32E+05
Constante de Alabeo	C _w	mm ⁶	3.30E+11

- Limitaciones para la relación ancho-espesor en secciones de acero

Se requieren secciones altamente dúctiles para vigas y columnas que forman parte del sistema BRBF debido a la posibilidad de rotaciones inelásticas al momento de alcanzar la deriva de piso de diseño [49].

En base a la solicitud anterior por parte de la normativa AISC 341-10, la relación ancho-espesor para los patines y el alma de la sección deberán cumplir con lo indicado en la Tabla 6.20.

Tabla 6.20 Limitación de la relación ancho-espesor para elementos de moderada y alta ductilidad sometidos a cargas de compresión [49].

	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
	Flanges of H-pile sections per Section D4	b/t	$0.45\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Stems of tees	d/t	$0.30\sqrt{E/F_y}^{[a]}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	
Stiffened Elements	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns ^[d]	h/t_w	For $C_a \leq 0.125$ $2.45\sqrt{E/F_y}(1 - 0.93C_a)$	For $C_a \leq 0.125$ $3.76\sqrt{E/F_y}(1 - 2.75C_a)$	
	Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	h/t	For $C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	For $C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{E/F_y}(2.33 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Webs of built-up box sections used as beams or columns	h/t	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	
	Webs of H-Pile sections	h/t_w	$0.94\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Walls of round HSS	D/t	$0.038E/F_y$	$0.044E/F_y^{[a]}$	

Finalmente, se ha de comprobar que nuestra sección W 14X38 cumpla con las sollicitaciones, esto es:

$$\text{Patín: } \lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{E/F_y} = 7.35 \quad \frac{b_f}{2t_f} = 6.57 \quad \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{ps} \quad OK$$

$$\text{Alma: } C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = 0.04 \quad C_a \leq 0.125$$

$$\lambda_{ps} = 2.45 \sqrt{E/F_y (1 - 0.93 C_a)} = 57.75 \quad \frac{h}{t_w} = 39.60 \quad \frac{h}{t_w} < \lambda_{ps} \quad OK$$

Por lo tanto se concluye que la sección W 14X38 es un elemento de alta ductilidad.

- Capacidad de la viga a compresión axial

Se calcula la relación de esbeltez dominante de la viga.

$$L_x = L = 6 \text{ m} \quad K_x = 1.0 \quad KL/r_x = 40.24$$

$$L_y = L/4 = 1.25 \text{ m} \quad K_y = 1.0 \quad KL/r_y = 38.10$$

$$KL/r_x > KL/r_y \rightarrow \text{Controla Dirección XX}$$

Para que se produzca un pandeo inelástico de la sección, el límite máximo de la relación de esbeltez es de $4.71 \sqrt{E/(F_y)} = 115$

$$\text{Dado que } KL/r_x < 4.71 \sqrt{E/(F_y)} \rightarrow \text{Pandeo Inelástico}$$

Por lo tanto se tiene que la capacidad de la viga a compresión axial es $P_n = A_g F_{cr}$, donde:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y \quad y \quad F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = 12799 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_{cr} = 3121 \text{ kgf/cm}^2 \quad y \quad P_n = (7225.79/100) * 3121 = 225551 \text{ kgf}$$

$$\phi P_n = 0.9 P_n = 202996 \text{ kgf}$$

- Capacidad de la viga a flexión

Como consideración inicial se indica que las vigas del sistema BRBF están arriostradas lateralmente cada $L/4$, ver Figura 6.12.

Calculando las longitudes límite dentro del análisis de pando lateral torsionante.

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{E/F_y} = 1.697 \text{ m}$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{JC}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{JC}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{E}{0.7F_y}\right)^2}} = 5.062 \text{ m}$$

Dado que $L_b = 6/4 = 1.25 \text{ m}$ $L_b < L_p \rightarrow$ Fluencia de la sección

Por lo tanto la capacidad de la viga a momento es:

$$C_b = 1.043 \text{ (Obtenido del programa ETABS)}$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 35273 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9M_n = 31746 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

- Capacidad de la viga a cortante

Se ha de calcular la resistencia a cortante en base al método LRFD.

$$\frac{h}{t_w} = 42.2 \quad 2.24 \sqrt{E/F_y} = 54.9 \quad \frac{h}{t_w} < 2.24 \sqrt{E/F_y} \rightarrow \phi_v = C_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6F_y A_w = 59220 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n = 0.9V_n = 53298 \text{ kgf}$$

- Capacidad de la viga a esfuerzos combinados de flexión – compresión

Se ha de verificar primeramente si se trata de un miembro sometido a baja o alta carga axial teniendo en cuenta que $P_u = 9244 \text{ kgf}$.

$$\text{Dado que } \frac{P_r}{\phi P_c} = 0.05 < 0.2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} = 0.82 \leq 1.0$$

Finalmente se presenta en la Tabla 6.21 un resumen de las fuerzas actuantes y resistentes calculadas para la viga.

Tabla 6.21 Demanda/Capacidad de la viga según las solicitaciones de carga inducidas por el cortante basal.

Descripción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Compresión (kgf)	9244	202996	0.05
Flexión (kgf*m)	25268	31746	0.80
Cortante (kgf)	13500	53298	0.25
Flexo Compresión	-	-	0.82

Dado que se ha cumplido con la relación demanda/capacidad < 1.0 para todos los estados límite se concluye que la sección W 14X38 es adecuada.

2) Diseño y revisión de las resistencias de la viga contra los solicitaciones de carga inducidas por una deformación de $2.0\Delta_{bm}$

Las combinaciones de carga que incluyen los efectos del sismo E, en la viga, se determinarán a partir de las resistencias ajustadas de los BRB a tensión y compresión asumiendo que la riostra ha alcanzado un nivel de deformación igual al 200% de la deriva de piso de diseño ($2.0\Delta_{bm}$) [49]. Para obtener las fuerzas en las vigas debido al efecto anteriormente mencionado, se plantea el diagrama de cuerpo libre que se ilustra en la Figura 6.16.

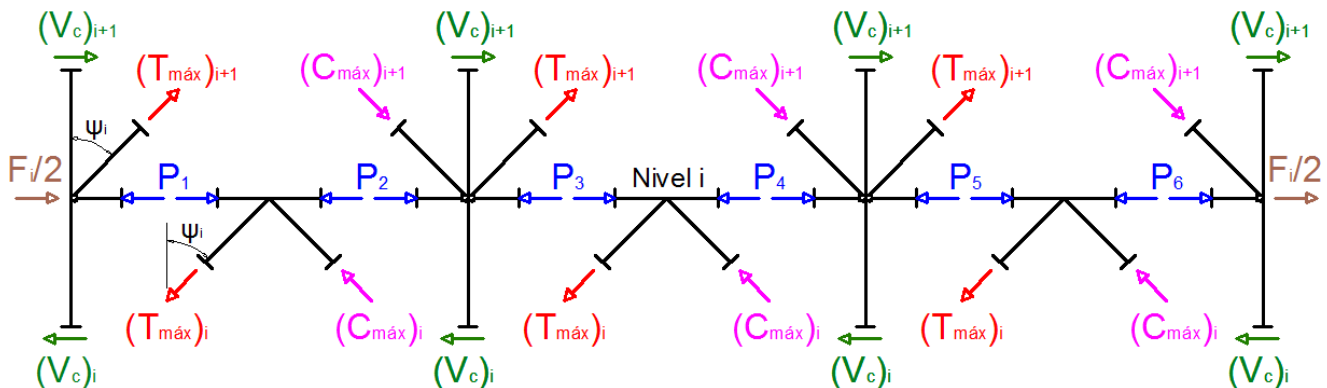


Figura 6.16 Diagrama de cuerpo libre para una viga del sistema BRBF con las resistencias ajustadas de las riostras.

Además, ciertas simplificaciones deben ser asumidas, lo que producirá resultados conservativos. Estas son:

- Los cortantes en las columnas son ignorados, esto es $(V_c)_{i+1} = (V_c)_i = 0$.
- Se asume que la totalidad de las fuerzas colectoras F_i , se distribuyen en igual magnitud en ambas terminaciones de los pórticos.

Como alternativa al proceso anterior un análisis no lineal puede ser efectuado sobre el BRBF para obtener directamente las demandas sobre cada elemento del pórtico.

Continuando con el diagrama de cuerpo libre de la Figura 6.16 se tiene que:

$$F_i = (Tmax_i + Cmax_i - Tmax_{i+1} - Cmax_{i+1}) \sin \psi \quad Ec. 6.18$$

$$P_1 = Tmax_{i+1} + F_i/2 \quad Ec. 6.19$$

$$P_2 = (Tmax_i + Cmax_i) \sin \psi - P_1 \quad Ec. 6.20$$

$$P_u = \max(P_1, P_2) \quad Ec. 6.21$$

Para este caso en particular se analiza la viga correspondiente al segundo nivel de la edificación, se ha de calcular la carga axial última P_u para el mecanismo en consideración utilizando las resistencias ajustadas de las riostras obtenidas en la Tabla 6.18. Finalmente y con la ayuda de la ecuación 6.18 hasta la ecuación 6.21, se presenta en la Tabla 6.22 los resultados obtenidos para el cálculo de P_u .

Tabla 6.22 Carga axial última P_u para las vigas.

F_i (kgf)	P1 (kgf)	P2 (kgf)	P3 (kgf)	P4 (kgf)	P5 (kgf)	P6 (kgf)	P_u (kgf)
152	25853	32103	25802	32154	25751	32205	32205

El resto de solicitaciones producidas por las cargas gravitacionales se han de obtener del modelo computacional. Además se debe recordar que el mismo perfil W 14X38 será el encargado de resistir la nueva combinación de cargas.

- Limitaciones para la relación ancho-espesor en secciones de acero

$$Patín: \quad \lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.35 \quad \frac{b_f}{2t_f} = 6.57 \quad \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{ps} \quad OK$$

$$Alma: \quad C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = 0.14 \quad C_a > 0.125$$

$$\lambda_{ps} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) = 57.75 \quad \frac{h}{t_w} = 39.60 \quad \frac{h}{t_w} < \lambda_{ps} \quad OK$$

Por lo tanto se concluye que el perfil W 14X38 es un elemento de alta ductilidad.

- Capacidad de la viga a compresión axial

En base al mismo procedimiento descrito anteriormente, se calcula que:

$$\phi P_n = 0.9 P_n = 202996 \text{ kgf}$$

- Capacidad de la viga a flexión

En base al mismo procedimiento descrito anteriormente, se calcula que:

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 31746 \text{ kgf} \cdot m$$

- Capacidad de la viga a cortante

En base al mismo procedimiento descrito anteriormente, se calcula que:

$$\phi V_n = 0.9 V_n = 53298 \text{ kgf}$$

- Capacidad de la viga a esfuerzos combinados de flexión – compresión

Teniendo en consideración que para este caso $P_u = 32205 \text{ kgf}$.

$$\text{Dado que } \frac{P_r}{\phi P_c} = 0.16 < 0.2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} = 0.50 \leq 1.0$$

Finalmente se presenta en la Tabla 6.23 un resumen de las fuerzas actuantes y resistentes calculadas para la viga.

Tabla 6.23 Demanda/Capacidad de la viga según las solicitaciones de carga inducidas por una deformación de 2.0Δbm.

Descripción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Compresión (kgf)	32205	202996	0.16
Flexión (kgf*m)	13422	31746	0.42
Cortante (kgf)	8299	53298	0.16
Flexo Compresión	-	-	0.50

Dado que se ha cumplido con la relación demanda/capacidad < 1.0 para todos los estados límite se concluye que la sección W 14X38 es adecuada.

3) Revisiones específicas para el caso de un BRFB con configuración de V invertida

Se requieren cumplir con requerimientos especiales cuando se han de utilizar BRBF con una configuración de V invertida. La normativa AISC 341-10 y FEMA 450 indican de manera explícita que para este caso se debe cumplir con lo siguiente [45]:

- La resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga que incluyan los efectos del sismo E , no deberán exceder el momento elástico de la viga M_y .
- Las deflexiones de la viga correspondientes a las combinaciones de carga que incluyan los efectos gravitacionales y sísmicos, no deberán exceder $L/240$, donde L es la luz de la viga.

Se plantea por lo tanto en la Figura 6.17 un esquema de una viga con sección W 14X38 correspondiente al BRBF del nivel 2 que se encuentra bajo estudio, en donde se aprecian las cargas gravitacionales y sísmicas aplicadas.

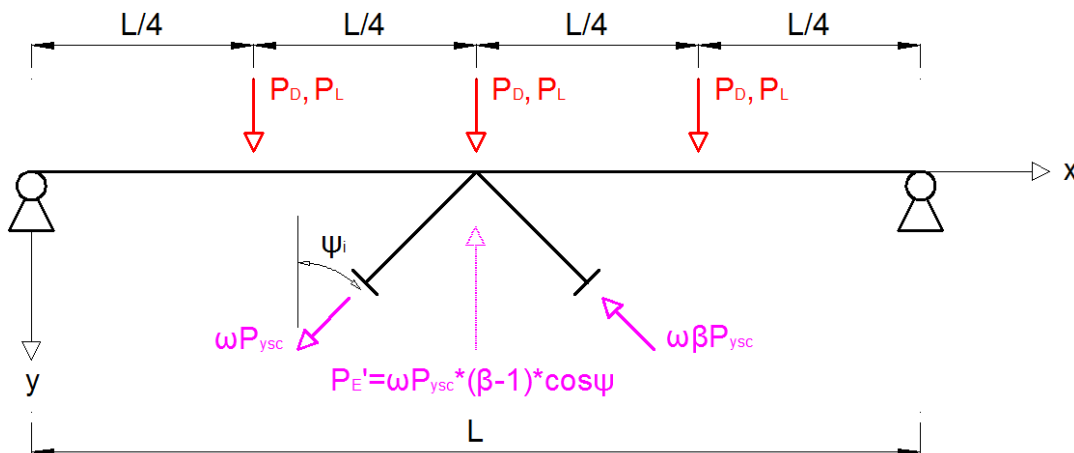


Figura 6.17 Cargas aplicadas en una viga del sistema BRBF.

Por otra parte, los momentos resultantes y las deflexiones en el medio vano de la viga ocasionadas por estas cargas se presentan en la Tabla 6.24.

Tabla 6.24 Momentos y deflexiones en una viga del sistema BRBF.

Tipo de Carga	Valor (kgf)	Momento (kgf*m)	Deflexión (m)
Carga Muerta (P_D)	4500	13500	0.014
Carga Viva (P_L)	2250	6750	0.007
Carga Sísmica Equivalente ($P_{E'}$)	-6352	-9528	-0.008

Finalmente, se ha de comprobar que:

$$M_u = 1.2M_D + 1.0M_L + 1.2M_{E'} = 13422 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_y = S_x F_y = 31316 \text{ kgf} \cdot \text{m} \rightarrow M_u < M_y \quad OK$$

$$\Delta_{Total} = \Delta_{PD} + \Delta_{PL} + \Delta_{PE'} = 0.013 \text{ m}$$

$$L/240 = 0.025 \text{ m} \rightarrow \Delta_{Total} < L/240 \quad OK$$

6.5.4. Diseño de las columnas que forman parte del sistema BRBF

Esta sección ilustra el diseño de la columna entre los ejes 2 y E que se encuentra bajo el nivel 1 (ver Figura 6.13). La metodología para el cálculo de las diferentes capacidades de la columna se basa en un diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

1) Diseño y revisión de las resistencias de la columna contra las solicitaciones de carga inducidas por el cortante basal

La fuerza axial, el momento flector y la fuerza cortante son obtenidos del modelo computacional para luego realizar las comprobaciones de las resistencias de la columna utilizando el método LRFD.

La sección puesta a prueba será una W 14X68 por lo que en la Tabla 6.25 se muestra un resumen de las principales características de este perfil.

Tabla 6.25 Propiedades de la sección W 14X68.

Característica	Simbología	Unidad	Valor
Área Neta	Ag	mm ²	12903.20
Peralte	d	mm	355.60
Espesor del Alma	tw	mm	10.54
Ancho del Patín	bf	mm	254.00
Espesor del Patín	tf	mm	18.29
Inercia XX	Ix	mm ⁴	3.01E+08
Módulo de Sección Elástico XX	Sx	mm ³	1.69E+06
Radio de Giro XX	rx	mm	152.65
Módulo de Sección Plástico XX	Zx	mm ³	1.88E+06
Inercia YY	Iy	mm ⁴	5.04E+07
Módulo de Sección Elástico YY	Sy	mm ³	3.97E+05
Radio de Giro YY	ry	mm	62.48
Módulo de Sección Plástico YY	Zy	mm ³	6.05E+05
Radio de Giro Efectivo	rts	mm	71.12
Distancia entre Centroides de Patines	h ₀	mm	337.82
Constante Torsional	J	mm ⁴	1.25E+06
Constante de Alabeo	Cw	mm ⁶	1.44E+12

- Limitaciones para la relación ancho-espesor en secciones de acero

$$\text{Patín: } \lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{E/F_y} = 7.35 \quad \frac{b_f}{2t_f} = 6.97 \quad \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{ps} \quad OK$$

$$\text{Alma: } C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = 0.36 \quad C_a > 0.125$$

$$\lambda_{ps} = 0.77 \sqrt{E/F_y(2.93 - C_a)} = 51.18 \quad \frac{h}{t_w} = 27.50 \quad \frac{h}{t_w} < \lambda_{ps} \quad OK$$

Por lo tanto se concluye que la sección W 14X68 es un elemento de alta ductilidad.

- Capacidad de la columna a compresión axial

Se calcula la relación de esbeltez dominante de la columna.

$$L_x = L = 3 \text{ m} \quad K_x = 1.0 \quad KL/r_x = 19.65$$

$$L_y = L/4 = 1.25 \text{ m} \quad K_y = 1.0 \quad KL/r_y = 48.01$$

$$KL/r_y > KL/r_x \rightarrow \text{Controla Dirección YY}$$

Para que se produzca un pandeo inelástico de la sección, el límite máximo de la relación de esbeltez es de $4.71\sqrt{E/(F_y)} = 115$

Dado que $KL/r_y < 4.71\sqrt{E/(F_y)} \rightarrow \text{Pandeo Inelástico}$

Por lo tanto se tiene que la capacidad de la viga a compresión axial es $P_n = A_g F_{cr}$, donde:

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y \quad y \quad F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = 8991 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_{cr} = 2974 \text{ kgf/cm}^2 \quad y \quad P_n = (12903.20/100) * 2974 = 383712 \text{ kgf}$$

$$\phi P_n = 0.9 P_n = 345341 \text{ kgf}$$

- Capacidad de la columna a flexión

Calculando las longitudes límite dentro del análisis de pando lateral torsionante.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y} = 2.694 \text{ m}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{JC}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{JC}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{E}{0.7 F_y}\right)^2}} = 9.164 \text{ m}$$

$$L_b = 3 \text{ m} \quad L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{Pandeo Lateral Torsionante Inelástico}$$

Por lo tanto la capacidad de la columna a momento es:

$$C_b = 1.667 \text{ (Obtenido del programa ETABS)}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 108205 \text{ kgf} * \text{m} \leq M_p$$

$$M_p = F_y Z_x = 65958 \text{ kgf} * \text{m} \rightarrow M_n = M_p = 65958 \text{ kgf} * \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 59362 \text{ kgf} * \text{m}$$

- Capacidad de la columna a cortante

Se ha de calcular la resistencia a cortante en base al método LRFD.

$$\frac{h}{t_w} = 30.3 \quad 2.24 \sqrt{E/F_y} = 54.9 \quad \frac{h}{t_w} < 2.24 \sqrt{E/F_y} \rightarrow \phi_v = C_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w = 78716 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n = 0.9 V_n = 70844 \text{ kgf}$$

- Capacidad de la columna a esfuerzos combinados de flexión – compresión

Se ha de verificar primeramente si se trata de un miembro sometido a baja o alta carga axial teniendo en cuenta que $P_u = 144880 \text{ kgf}$.

$$\text{Dado que } \frac{P_r}{\phi P_c} = 0.42 \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.43 \leq 1.0$$

Finalmente se presenta en la Tabla 6.26 un resumen de las fuerzas actuantes y resistentes calculadas para la viga.

Tabla 6.26 Demanda/Capacidad de la columna según las solicitaciones de carga inducidas por el cortante basal.

Descripción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Compresión (kgf)	144880	345341	0.42
Flexión (kgf*m)	469	59362	0.01
Cortante (kgf)	177	70844	2.5E-3
Flexo Compresión	-	-	0.43

2) Diseño y revisión de las resistencias de la columna contra los solicitaciones de carga inducidas por una deformación de $2.0\Delta_{bm}$

La normativa AISC341-10 establece que la resistencia axial requerida en una columna de un BRBF es la suma de los componentes verticales de todas las riostras conectadas con la columna teniendo en cuenta los factores de ajuste de resistencia y los efectos de endurecimiento por deformación. Este requisito se basa en la suposición de que la estructura presenta una distorsión similar al de primer modo deformación de la estructura. En la medida en que los modos

superiores participan en la respuesta sísmica de un edificio, las demandas sobre columnas de un BRBF pueden ser más bajas que los que se prescribe en AISC 341 [47]. Por lo tanto, el requisito establecido por la normativa acerca de la capacidad de diseño de columnas de un BRBF puede ser apropiada para edificios más bajos, pero presenta un comportamiento conservador para los más altos, que tienden a tener una mayor participación de los modos superiores de deformación.

Las fuerzas de tracción máxima T_{max} , son las fuerzas que rigen el diseño de los BRBF porque producen fuerzas de compresión en la columna mientras que las fuerzas de compresión máxima C_{max} , producen fuerzas de tracción y no gobiernan el diseño de la columna. La Figura 6.18 ilustra un diagrama de cuerpo libre en donde se han incluido todas las fuerzas sobre la columna debido al efecto del sismo.

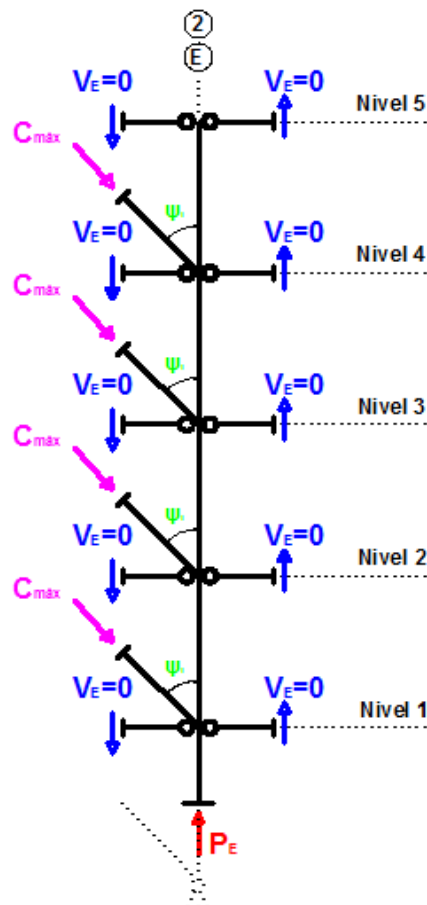


Figura 6.18 Diagrama de cuerpo libre para una columna del sistema BRBF con las resistencias ajustadas de las riostras.

Finalmente, se plantea que la demanda de compresión última en la columna P_u , se ha de calcular como la sumatoria de los efectos provocados por cargas

gravitacionales obtenidos del modelo computacional más los efectos de compresión inducidos por las resistencias ajustadas a compresión en las riostras deducidas previamente en la Tabla 6.18.

La Tabla 6.27 presenta un resumen de los cálculos para la obtención de las fuerzas de compresión última para cada columna.

Tabla 6.27 Carga axial última P_u para las columnas.

Columna bajo el nivel:	$C_{max} \cdot \cos(\psi)$ (kgf)	Efectos Gravitacionales		Carga de Compresión Última (P_u) (kgf)
		PD (kgf)	PL (kgf)	
Cubierta (5)	7135	8969	0	10763
4	20645	23998	6273	42205
3	28105	41445	14835	92349
2	32129	59514	23721	151023
1	32163	77346	32527	213356

- Limitaciones para la relación ancho-espesor en secciones de acero

$$\text{Patín: } \lambda_{ps} = 0.3 \sqrt{E/F_y} = 7.35 \quad \frac{b_f}{2t_f} = 6.97 \quad \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{ps} \quad OK$$

$$\text{Alma: } C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = 0.52 \quad C_a > 0.125$$

$$\lambda_{ps} = 0.77 \sqrt{E/F_y (2.93 - C_a)} = 51.18 \quad \frac{h}{t_w} = 27.50 \quad \frac{h}{t_w} < \lambda_{ps} \quad OK$$

Por lo tanto se concluye que la sección W 14X68 es un elemento de alta ductilidad.

- Capacidad de la columna a compresión axial

En base al mismo procedimiento descrito anteriormente, se calcula que:

$$\phi P_n = 0.9 P_n = 345341 \text{ kgf}$$

- Capacidad de la columna a flexión

En base al mismo procedimiento descrito anteriormente, se calcula que:

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 59362 \text{ kgf} \cdot m$$

- Capacidad de la columna a cortante

En base al mismo procedimiento descrito anteriormente, se calcula que:

$$\phi V_n = 0.9V_n = 70844 \text{ kgf}$$

- Capacidad de la columna a esfuerzos combinados de flexión – compresión

Se ha de verificar primeramente si se trata de un miembro sometido a baja o alta carga axial teniendo en cuenta que $P_u = 213359 \text{ kgf}$.

$$\text{Dado que } \frac{P_r}{\phi P_c} = 0.62 \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.62 \leq 1.0$$

Finalmente se presenta en la Tabla 6.28 un resumen de las fuerzas actuantes y resistentes calculadas para la viga.

Tabla 6.28 Demanda/Capacidad de la columna según las solicitaciones de carga inducidas por una deformación de 2.0Δbm.

Descripción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Compresión (kgf)	213356	345341	0.62
Flexión (kgf*m)	469	59362	0.01
Cortante (kgf)	177	70844	2.5E-3
Flexo Compresión	-	-	0.62

Dado que se ha cumplido con la relación demanda/capacidad < 1.0 para todos los estados límite se concluye que la sección W 14X68 es adecuada.

6.5.5. Diseño de la placa de conexión (gusset plate)

La placa de conexión debe tener la fuerza suficiente para transferir las fuerzas aplicadas desde la riostra hasta la viga y columna. En casos en que riostra conectada al gusset plate presente pandeo fuera del plano, la conexión debe tener una ductilidad suficiente para deformarse y proporcionar la demanda de rotación. La fractura de un gusset plate probablemente resultará en una pérdida considerable de resistencia y rigidez del miembro de arriostramiento y del pórtico arriostrado. Estas pérdidas pueden a su vez dar lugar a un rendimiento indeseable y frágil del pórtico [51]. Por lo tanto, para evitar tal comportamiento frágil, el modo

de falla gobernante de las placas de conexión debe ser la fluencia y no un modo de fractura.

Se ha establecido como procedimiento base el método UFM (Uniform Force Method) [52], que ha sido ampliamente usado por los diseñadores estructurales para el diseño de los gusset plates en pórticos con arriostramientos concéntricos y BRBF. Durante el proceso de diseño mediante el UFM, ya sea la longitud o la altura de la placa de conexión deben ser determinadas primero, para luego establecer mediante relaciones geométricas la otra dimensión faltante. Debido a esta limitante, en muchas ocasiones se obtiene una forma geométrica del gusset plate irregular o indeseada por los ingenieros.

Un método de diseño alternativo, el GUFM (Generalized Uniform Force Method) [53], se ha propuesto para aliviar este problema. Aunque esta metodología también parte de la geometría de placa de conexión para obtener las fuerzas en la interfaz del gusset plate, el GUFM permite a los diseñadores tener una mayor libertad en la elección de las dimensiones de la placa, debido a que es posible imponerse la longitud y la altura del gusset plate al mismo tiempo. Como se muestra en la Figura 6.19, el GUFM asume que las direcciones de las fuerzas en las interfaces de la placa y la fuerza de riostra pasan a través del mismo 'punto de control' con el objetivo de lograr un equilibrio de momentos.

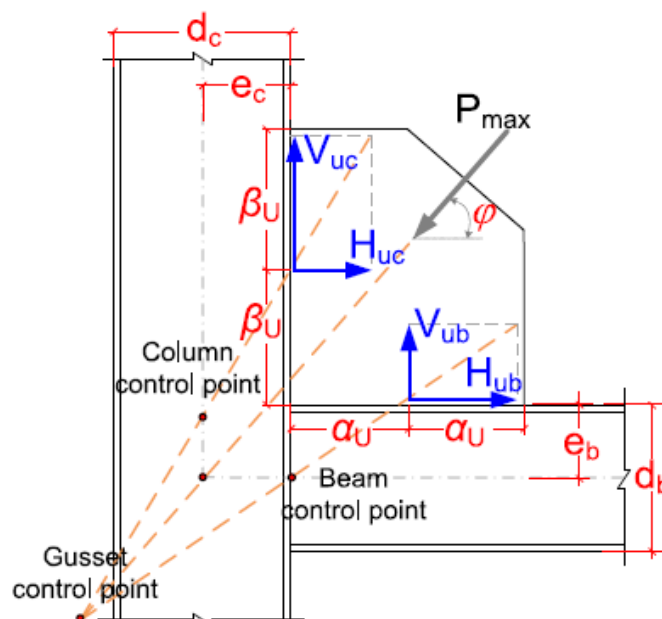


Figura 6.19 Distribución de la fuerza en las interfaces del gusset plate utilizando el método GUFM [54].

Utilizando los requerimientos de equilibrio para la placa de conexión, y los diagramas de cuerpo libre para la columna y viga (no ilustrados aquí); las fuerzas en las superficies de interfaz del gusset plate se pueden calcular con la ayuda de las siguientes ecuaciones [52].

$$H_{uc} = P_{m\acute{a}x} \frac{e_c \sin \varphi}{e_b + \beta_u} \quad Ec. 6.22$$

$$V_{ub} = P_{m\acute{a}x} \frac{e_b [(e_b + \beta_u) \cos \varphi - e_c \sin \varphi]}{\alpha_u (e_b + \beta_u)} \quad Ec. 6.23$$

$$H_{ub} = P_{m\acute{a}x} \cos \varphi - H_{uc} \quad Ec. 6.24$$

$$V_{uc} = P_{m\acute{a}x} \sin \varphi - V_{ub} \quad Ec. 6.25$$

Finalmente, se ha de realizar la comprobación de los diferentes estados límite que se pueden presentar en las placas de conexión. Por lo tanto se presenta en la Figura 6.20 la configuración geométrica y las dimensiones del gusset plate que se han obtenido en base al GUFM y que corresponde a la continuación del estudio de la edificación de 5 niveles.

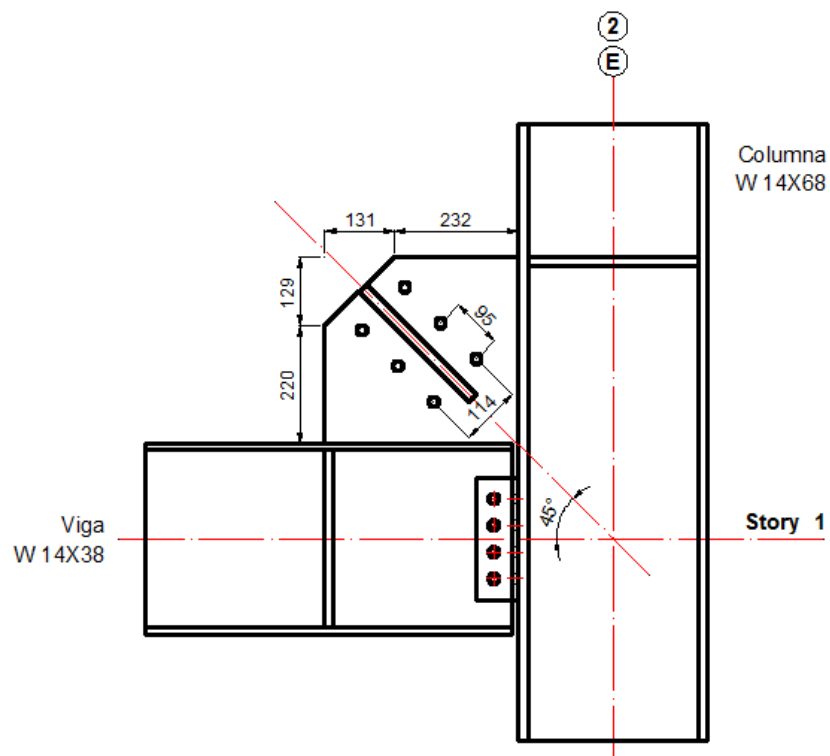


Figura 6.20 Dimensiones geométricas de la placa de conexión para la edificación tipo.

- Fluencia del área Whitmore de la placa de conexión

Este es el modo de falla es el más deseable en una placa de conexión. La fluencia del gusset plate puede ocurrir debido a tensión o compresión directa, momento flector, cortante y sus diferentes combinaciones. La fluencia debido a tensión o compresión directa puede ocurrir dentro del área efectiva de Whitmore debido a que se presentan esfuerzos “directos” en dicha área [55]. La siguiente ecuación se puede usar para establecer la capacidad de rendimiento de una cartela debido a la carga axial directa.

La Figura 6.21 ilustra la obtención del ancho efectivo de Whitmore para los dos tipos de sujeción riostra/gusset plate más comunes.

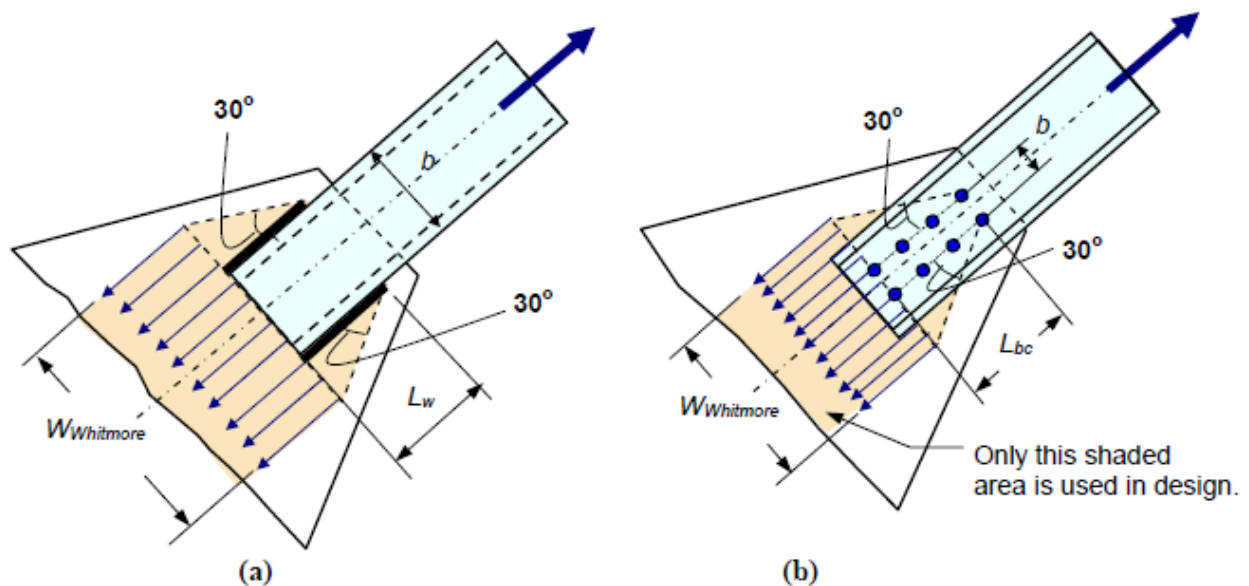


Figura 6.21 Ancho de Whitmore para (a) Conexión soldada y (b) Conexión emperrada [56].

Finalmente, la carga última debido a la fluencia del área Whitmore se ha de calcular con la siguiente ecuación:

$$\phi P_y = \phi A_{gw} F_y \quad \text{Ec. 6.26}$$

Donde:

- P_y = Carga por fluencia del área Whitmore,
- A_{gw} = Área efectiva de Whitmore,
- F_y = Esfuerzo de fluencia del acero del gusset plate,
- ϕ = 0.9 para el estado límite de fluencia.

Por lo tanto, y teniendo en cuenta que la carga máxima que ha de soportar la placa es igual a la compresión de la riostra ajustada que está unida a ella (45437 kgf según Tabla 6.18) se procede a calcular la relación demanda capacidad.

$$\phi P_y = 0.9 * (33.4 * 1.5) * 3500 = 52605 \text{ kgf}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{45437}{52605} = 0.86 < 1.0 \quad \text{OK}$$

- Pandeo de la placa de conexión

Debido a la compresión directa, un gusset plate puede pandearse en sus áreas que se encuentran a continuación del final de la riostra. Para establecer la capacidad a pandeo de la placa de conexión sujeta a compresión se debe observar la Figura 6.22 en donde se ilustran tres bandas de distintas longitudes dentro del área Whitmore y que están sujetas a cargas compresivas. Se ha de obtener un valor de longitud promedio para posteriormente utilizar las ecuaciones AISC-LRFD para el cálculo del esfuerzo crítico a compresión de una columna equivalente al gusset plate. Finalmente, al multiplicar el esfuerzo crítico por el Área de Whitmore; se tendrá la carga máxima a compresión que puede resistir la placa.

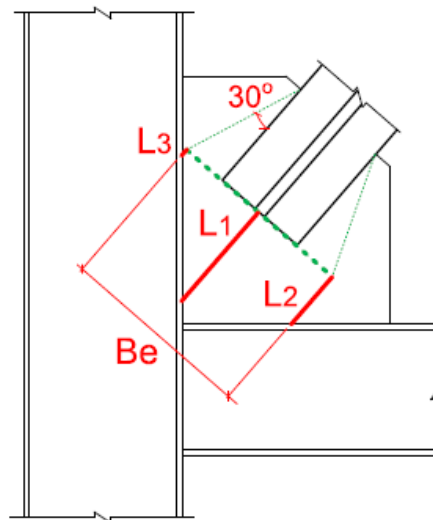


Figura 6.22 Modelo para calcular la capacidad a pandeo del gusset plate.

Por lo tanto a siguiente ecuación puede ser usada con el objetivo de establecer la capacidad a pandeo de la placa de conexión:

$$\phi P_{cr} = \phi A_{gw} F_{cr} \quad \text{Ec. 6.27}$$

Donde:

$$\begin{aligned} P_{cr} &= \text{Carga por pandeo a compresión del gusset plate,} \\ A_{gw} &= \text{Area efectiva de Whitmore,} \\ F_{cr} &= \text{Esfuerzo crítico de pandeo,} \\ \phi &= 0.9 \text{ para el estado límite de compresión.} \end{aligned}$$

Es importante mencionar que el momento de calcular F_{cr} con las fórmulas de AISC-LRFD, se ha de utilizar un factor de longitud efectiva $K = 1.2$ recomendado en [57].

Por último, se ha de obtener la carga crítica por pandeo del gusset plate para nuestro caso en particular y compararla con la demanda de carga de compresión.

$$\phi P_{cr} = 0.9 * (33.4 * 1.5) * 2932 = 128785 \text{ kgf}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{45437}{128785} = 0.35 < 1.0 \quad OK$$

- Pandeo de los bordes libres de la placa de conexión

El pandeo de los bordes libres del gusset plate es un tipo de falla indeseable. Particularmente, bajo cargas cíclicas, el pandeo de un borde libre ocasiona una limitada ductilidad de toda la placa [51]. Para prevenir que este fenómeno suceda bajo la acción de cargas cíclicas, la siguiente ecuación es propuesta por [58]:

$$\frac{L_{fg}}{t} \leq 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad Ec. 6.28$$

Donde:

$$\begin{aligned} L_{fg} &= \text{Longitud máxima de entre los bordes libres del gusset plate,} \\ t &= \text{Espesor del gusset plate.} \end{aligned}$$

Para nuestro caso en particular se tiene que:

$$\frac{L_{fg}}{t} = \frac{232}{15} = 15 \leq 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 18 \quad OK$$

- Falla por bloque de cortante

La falla por bloque de cortante es un modo de falla relativamente frágil e

indeseable. Para diseñar una placa de conexión dúctil, éste comportamiento no debe gobernar sobre la fluencia del gusset plate. Para asegurarse que la capacidad de la placa de conexión tenga la suficiente resistencia a bloque de cortante, se ha de cumplir con la siguiente recomendación dada en [51].

$$\phi R_n > (1.1P_u) \quad Ec. 6.29$$

Donde:

$$\begin{aligned} R_n &= \text{Capacidad por bloque de cortante del gusset plate,} \\ P_u &= \text{Carga máxima axial a resistir,} \\ \phi &= 0.75 \text{ para el estado límite de bloque de cortante.} \end{aligned}$$

Debido a que este estado límite, sus ecuaciones y sus demás consideraciones son bien conocidos en la literatura, se presenta en la Tabla 6.29 tan solo un resumen de las capacidades obtenidas para nuestro gusset plate en particular.

Tabla 6.29 Capacidad por bloque de cortante del gusset plate.

Anv (mm ²)	Ant (mm ²)	Agv (mm ²)	ϕR_n	1.1Pu	D/C
14795	4311	19240	461459	49981	0.11

- Fractura del área neta de la placa de conexión

La fractura del área neta del gusset plate es el modo de falla menos deseado en el elemento. Para asegurarse que esta falla relativamente frágil no ocurra antes de la fluencia, se ha de cumplir con la siguiente recomendación dada en [51].

$$\phi P_n > (1.1P_u) \quad Ec. 6.30$$

Donde:

$$\begin{aligned} P_n &= \text{Capacidad por fractura del área neta del gusset plate,} \\ P_u &= \text{Carga máxima axial a resistir,} \\ \phi &= 0.75 \text{ para el estado límite de fractura.} \end{aligned}$$

Debido a que este estado límite, sus ecuaciones y sus demás consideraciones son bien conocidos en la literatura, se presenta en la Tabla 6.30 tan solo un resumen de las capacidades obtenidas para nuestro gusset plate en particular.

Tabla 6.30 Capacidad por fractura del área neta del gusset plate.

An (mm ²)	Ae (mm ²)	ϕR_n	1.1Pu	D/C
12407	12407	455951	49981	0.11

- **Comprobación de las resistencias de las soldaduras en las superficies placa/columna y placa/viga**

Cabe destacar que con el fin de obtener una conexión dúctil con un comportamiento sísmico deseable, el diseño de estos elementos de soldadura debe realizarse de tal manera que los modos de fallo por fluencia sean gobernantes sobre los modos de fractura.

Para nuestro caso en particular, se han de calcular las fuerzas actuantes en referencia a la ecuación 6.22 hasta la ecuación 6.25 para luego compararlas con la resistencia que brindan los dos cordones de soldadura colocados en ambos lados del gusset plate. La Tabla 6.31 presenta un resumen de las demandas y capacidades para las dos superficies de contacto de nuestro ejemplo.

Tabla 6.31 Comprobación de las resistencias en las superficies gusset plate/viga y gusset plate/columna.

Superficie	Cordón de Soldadura				Fuerza Cortante (kgf)	D/C
	Longitud (mm)	Espesor (mm)	ϕR_n (kgf)	ϕR_n Final (kgf)		
Gusset plate/Viga	363	10	54760	109520	32150	0.29
Gusset plate/Columna	349	10	56957	113914	32150	0.28

6.5.6. Diseño de la placa base en la unión columna cimentación

Generalmente se espera que ocurra algún daño sísmico en las placas de base en forma de: agrietamiento del mortero de cemento que se encuentra por debajo de las placas de base, agrietamiento del hormigón por debajo del mortero, fluencia a tensión o fractura de los pernos de anclaje, y la fluencia a flexión o, en casos extremos, la fractura de las placas base. Ninguno de estos daños, si se producen en forma limitada, pone en peligro la capacidad de la estructura para resistir las cargas de gravedad. Por lo tanto, es posible que cualquier daño a las placas de base durante los eventos sísmicos no produjera consecuencias visibles tales como asentamientos o grandes desplazamientos laterales, ya que el daño en sí no se observó debido a la ubicación oculta de las placas.

Por otra parte, estos componentes de la estructura son esenciales para que el sistema sismorresistente pueda desarrollar su comportamiento dúctil, ya que de nada serviría un buen detalle de los BRBF sin un correcto diseño de las placas base, que aseguren la correcta transmisión de fuerzas axiales y cortantes desde la columna hacia la cimentación.

Es por esto que a menara de información se han descrito dos comportamientos

básicos presentes en una placa base que forma parte del pórtico arriostrado. Un análisis más detallado sobre el resto de comportamientos y sus respectivas formulaciones puede ser encontrado en [59].

6.5.6.1. Comportamiento de la placa base bajo compresión axial

Cuando una placa base que sólo tiene tuercas sobre su superficie se somete a compresión axial, ya sea con o sin cizallamiento pero con ningún momento; la distribución de tensiones de compresión debajo de la placa será no uniforme, ya que los mayores esfuerzos de compresión se concentran inmediatamente debajo de la huella de la columna, ver Figura 6.23 (a). Además, la distribución de la presión debajo de una placa de base depende fuertemente de su rigidez a flexión ya que si la placa base es relativamente gruesa y rígida, la distribución de los esfuerzos será más o menos uniforme, situación ilustrada en la Figura 6.23 (b).

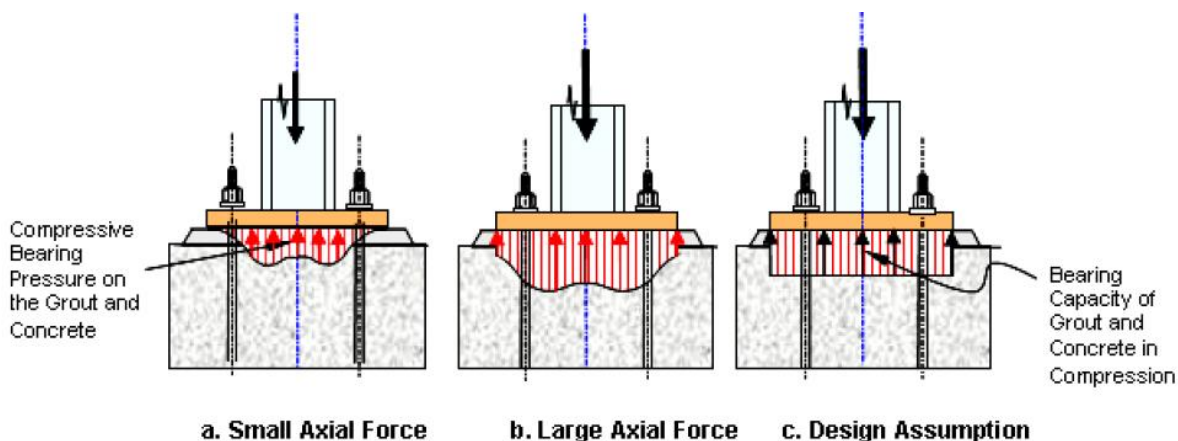


Figura 6.23 Distribución de presiones bajo una placa base sujeta a compresión axial [59].

Diferentes tipos de falla se pueden presentar en una placa base que se encuentra bajo cargas de compresión, los más comunes son: fluencia de la placa debido a efectos de flexión, falla a compresión del concreto o mortero que se encuentra bajo la placa, falla a cortante en los pernos de anclaje (si existieran efectos de cizallamiento), entre otros. Cabe mencionar que el modo gobernante deberá ser la falla por fluencia debido a los efectos de flexión para garantizar un comportamiento dúctil del sistema [59].

6.5.6.2. Comportamiento de la placa base bajo fuerzas de tracción axial

Las columnas exteriores de un BRBF y sus placas base están normalmente sometidas a fuerzas de levantamiento. Cuando una de estas placas se somete a

efectos de tracción, dependiendo de la rigidez a flexión y resistencia de la placa base, uno de los tres casos que se muestran en la Figura 6.24 se produce. Si la rigidez a flexión y la fuerza de la placa base son relativamente pequeñas, la placa se dobla y conlleva al mecanismo plástico ilustrado en el Caso I de la Figura 6.24. Por otra parte, si la placa base es muy rígida y fuerte a flexión, actúa como un elemento rígido que permanece casi elástico mientras que las fuerzas de levantamiento son directamente transferidas a los pernos de anclaje, Caso III Figura 6.24. Un caso intermedio es ilustrado en la Figura 6.24 Caso II, en donde la placa base no es ni lo suficientemente fuerte ni rígida; por lo que la flexión de la placa y el alargamiento de los pernos de anclaje contribuyen para brindar resistencia y rigidez a todo el conjunto.

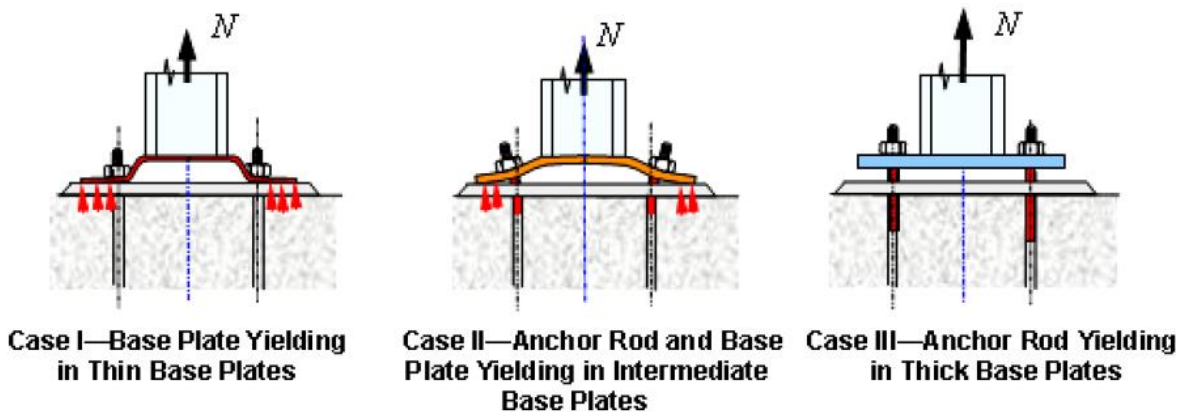


Figura 6.24 Diferentes comportamientos de una placa base bajo efectos de levantamiento [59].

Diferentes tipos de falla se pueden presentar en esta placa si se encuentra bajo efectos de levantamiento, los más comunes son: fluencia de la placa debido a efectos de flexión, fluencia a tracción de los pernos de anclaje, deslizamiento o de los pernos de anclaje, entre otros. Cabe mencionar que el modo gobernante deberá ser la falla por fluencia debido a los efectos de flexión para garantizar un comportamiento dúctil del sistema [59].

Por último, y en base al análisis de los dos comportamientos descritos anteriormente; se continúa con el estudio de nuestra edificación para presentar el detalle de la placa base para la columna que forma parte del sistema BRBF, ver Figura 6.25.

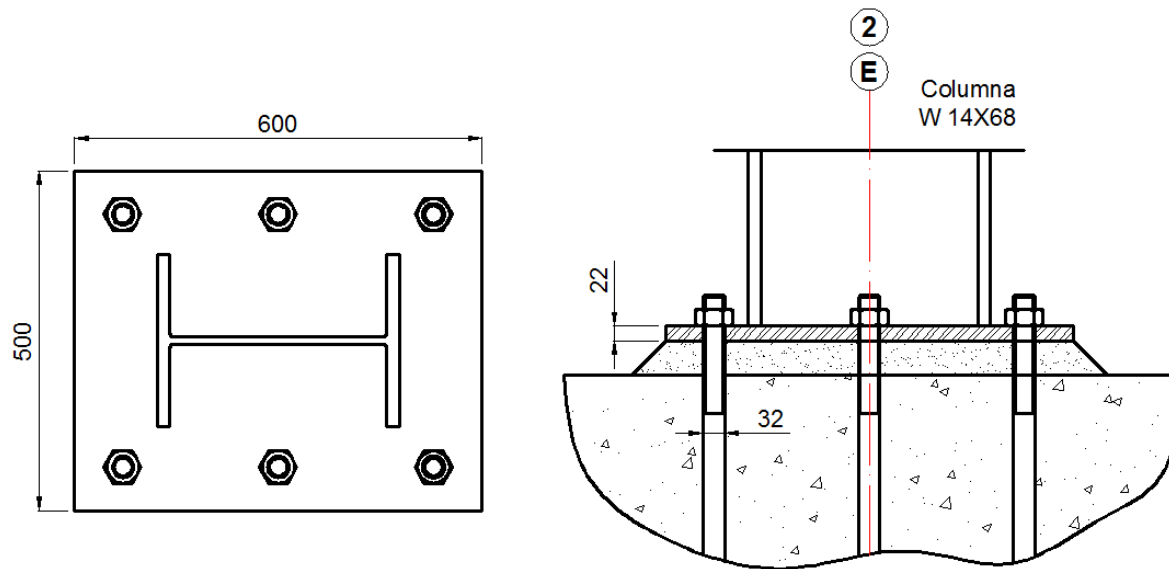


Figura 6.25 Dimensiones geométricas de la placa base para la edificación tipo.

6.6. Factibilidad de implementación del sistema BRBF

Una vez establecido el parámetro del costo de un BRB hecho con tecnología local, más los conocimientos necesarios para el diseño de pórticos con riostras de pandeo restringido; se plantea en esta sección el análisis de la implementación del sistema BRBF en las edificaciones tipo de 5 y 10 niveles descritas en la Sección 6.2.1. El objetivo primordial es obtener diferentes edificaciones con distintas variaciones en cuanto a la distribución espacial de los BRBF, teniendo en cuenta que cualquier opción ha de cumplir con las derivas inelásticas establecidas en la Tabla 6.16 y con la función objetivo de presentar tracciones admisibles en las cimentaciones como se informó en la Sección 6.2.2.2.

6.6.1. Edificaciones de 5 niveles

En la Figura 6.26 y Figura 6.27 se presentan dos variantes de distribución espacial de los BRBF tanto en planta como en 3D que han cumplido con los parámetros establecidos con anterioridad.

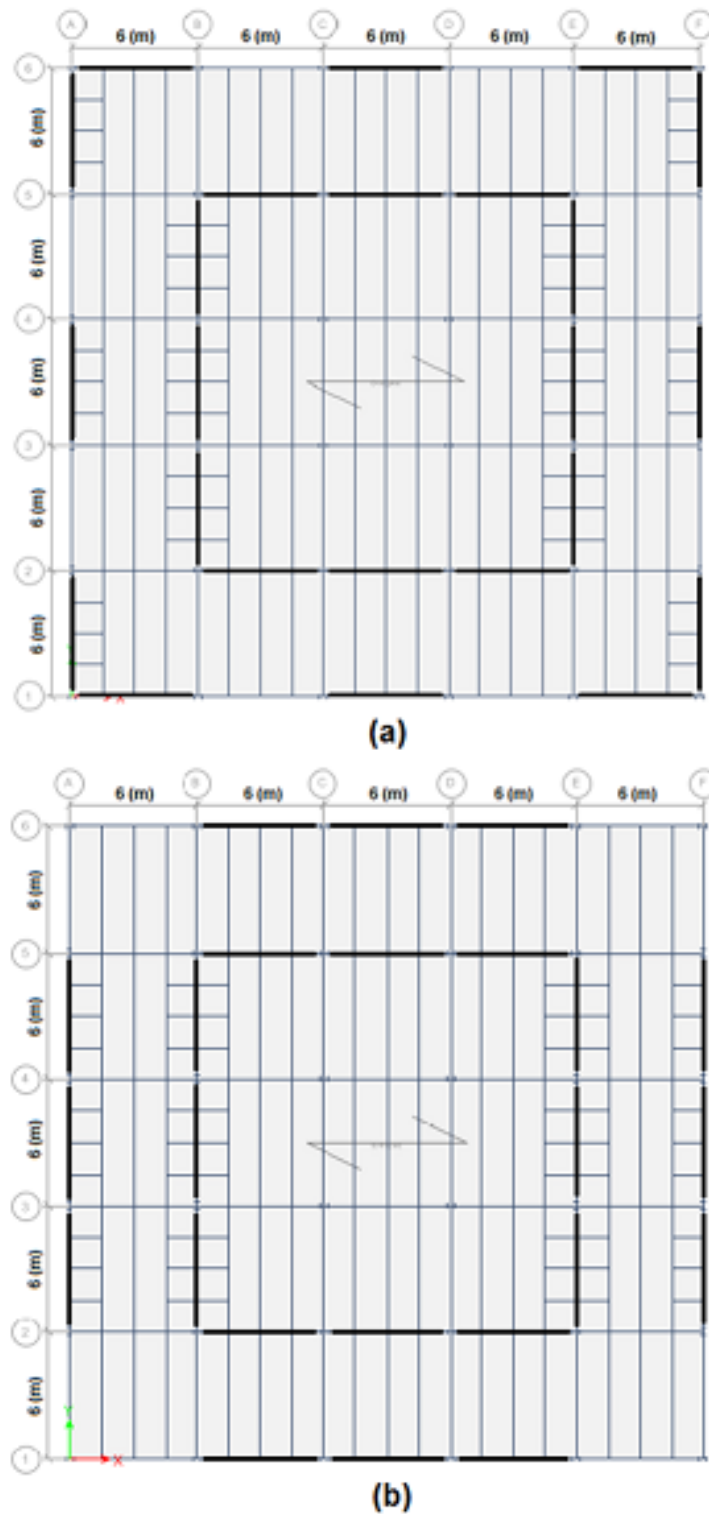


Figura 6.26 Vista en planta de la edificación de 5 niveles (a) Variante 1 y (b) Variante 2.

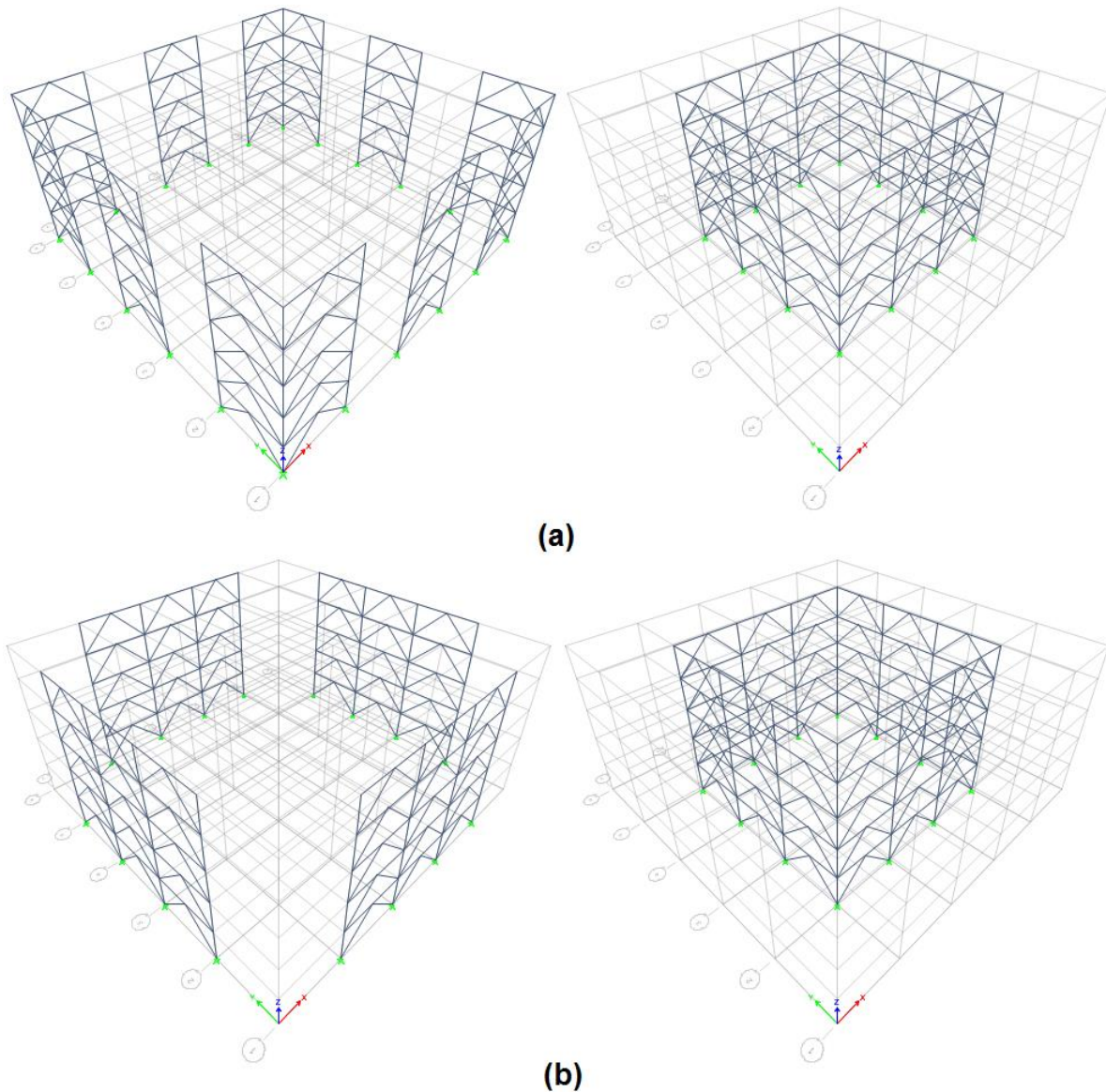


Figura 6.27 Vista en 3D de los BRBF exteriores e interiores para (a) Variante 1 y (b) Variante 2.

Por otra parte, se presenta en la Tabla 6.32 un resumen de los parámetros de diseño sísmico con el objetivo de establecer una comparativa entre las dos variantes.

Tabla 6.32 Resumen de los parámetros sísmicos para las variantes en la edificación de 5 niveles.

Variante	Periodo (s)		Cortante Basal (kgf)	Cortante Basal/Peso Sísmico (%)
	Máximo	ETABS		
1	0.480	0.654	269434	12
2	0.480	0.556	269434	12

Además, se presenta en la Tabla 6.33 un resumen de las diferentes secciones de vigas y columnas, el número y área del núcleo de los BRB; para los diferentes pórticos con riostras de pandeo restringido de las dos variantes.

Tabla 6.33 Secciones de columna y viga, número y área de BRB para las variantes en la edificación de 5 niveles.

Nivel	Sec. Columna		Sec. Viga		BRB Exteriores				BRB Interiores			
	Var. 1		Var. 2		Var. 1		Var. 2		Var. 1		Var. 2	
	Var. 1	Var. 2	Var. 1	Var. 2	#	A (cm ²)	#	A (cm ²)	#	A (cm ²)	#	A (cm ²)
5	W14x38	W14x38	W14x38	W14x38	24	2.0	24	2.0	24	2.0	24	2.0
4	W14x38	W14x38	W14x38	W14x38	24	3.0	24	4.0	24	6.0	24	5.0
3	W14x38	W14x38	W14x38	W14x38	24	4.0	24	5.0	24	8.0	24	7.0
2	W14X68	W14X68	W14x38	W14x38	24	5.0	24	6.0	24	9.0	24	8.0
1	W14X68	W14X68	W14x38	W14x38	24	6.0	24	6.0	24	9.0	24	9.0

Para el resto de pórticos que tan solo resisten cargas gravitacionales, el programa ETABS se encargó de asignar las secciones a las vigas y columnas automáticamente utilizando las combinaciones de carga respectivas.

Una vez establecidas las secciones de los elementos estructurales, se continuó con el cálculo de las derivas máximas que presentan las dos variantes de la edificación de 5 niveles y que se ilustran en la Figura 6.28.

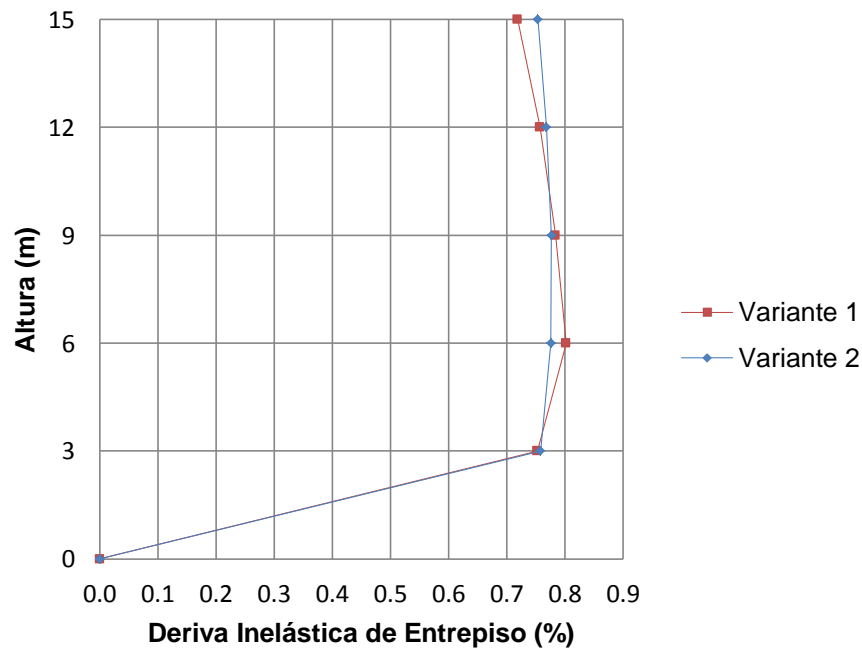


Figura 6.28 Derivas máximas para las dos variantes de la edificación de 5 niveles.

Luego de haber comprobado que ambas variantes cumplen con el límite de deriva máxima del 2%, se procedió a dimensionar las cimentaciones de cada variante para cumplir el objetivo de anular las tracciones con el peso propio de la cimentación y el relleno. Como información preliminar se presenta en la Tabla 6.34 los parámetros del suelo y de la cimentación que han de ser usados de aquí en adelante.

Tabla 6.34 Parámetros utilizados para el diseño de las zapatas de cimentación.

Descripción	Unidad	Valor
Carga admisible del suelo (q)	kgf/cm ²	2.7
Peso específico del hormigón para cimentación	kgf/m ³	2450
Resistencia a compresión del hormigón para cimentación (f'c)	kgf/cm ²	210
Profundidad de cimentación	m	2
Peso específico del relleno	kgf/m ³	1600

En base a los datos expuestos en la tabla anterior, y teniendo en cuenta que se han de diseñar zapatas aisladas cuadradas, se presenta en la Figura 6.29 y Figura 6.30 los planos de cimentación para las dos diferentes variantes en la edificación de 5 niveles.

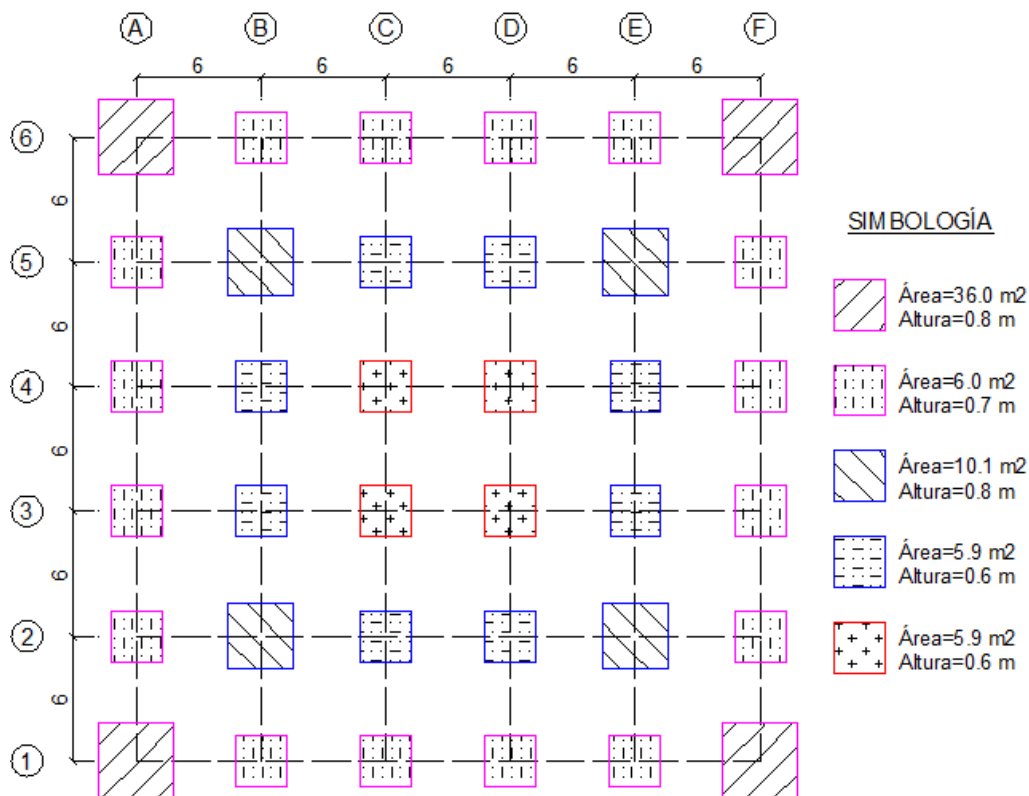


Figura 6.29 Plano de cimentaciones de la Variante 1 para la edificación de 5 niveles.

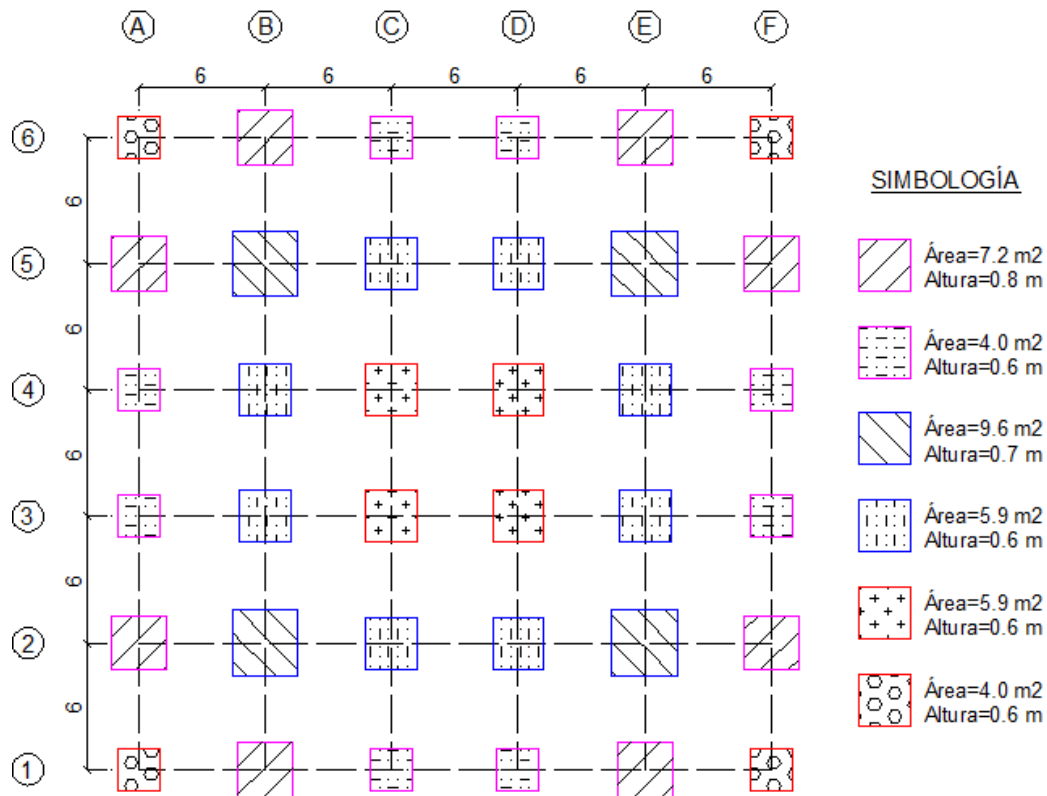


Figura 6.30 Plano de cimentaciones de la Variante 2 para la edificación de 5 niveles.

A manera de análisis de las dos figuras anteriormente ilustradas, se indica que en cuanto a superficie en planta ocupada por las cimentaciones, se observa una pequeña ventaja de la segunda opción sobre la primera, ya que la Variante 1 ocupa un 29% mientras que la Variante 2 utiliza un 24% del área total en planta de la edificación.

Ahora, luego de haber dimensionado todos los elementos estructurales, se procede a calcular el costo de cada variante en base a la cantidad de materiales que se han de utilizar para la construcción de cada proyecto, ver Tabla 6.36. Previamente se pone a conocimiento en la Tabla 6.35 el costo unitario de cada elemento que ha sido tomado en consideración para el cálculo del precio total de cada de las edificaciones.

Tabla 6.35 Precios unitarios de los materiales de construcción [60], [61].

Ítem	Unidad	Costo Unitario (\$)
Acero ASTM A36 – Suministro y montaje	kg	2.45
Acero ASTM A572 Gr50 – Suministro y montaje	kg	2.50
Placa colaborante h=5.5 cm – Suministro y montaje	m2	20.11
Malla electro soldada 15x15 cm y d=3.5mm – Suministro y montaje	m2	4.00
Pernos de anclaje A490 ($\phi=25$ mm y L=0.5 m) – Suministro y montaje	#	3.10
Riostras de pandeo restringido (L=4.243 m) *	#	671.05
Hormigón para losa $f'c=210$ kg/cm2 – Material, mano de obra y equipo	m3	147.18
Hormigón armado para zapatas ($f'c=210$ kg/cm2 + varilla corrugada $f_y=4200$ kg/cm2) – Material, mano de obra y equipo	m3	171.10

*El costo de este elemento se estableció en base a la Tabla 5.2.

Tabla 6.36 Costo total de las dos variantes de la edificación de 5 niveles.

Ítem	Unidad	Cantidad		Costo Unitario (\$)	Costo Total (\$)	
		Var. 1	Var. 2		Var. 1	Var. 2
Acero columnas (ASTM A572 Gr50)	kg	39352	38453	2.50	98380	96133
Acero vigas principales (ASTM A572 Gr50)	kg	97161	97174	2.50	242903	242935
Acero vigas secundarias (ASTM A572 Gr50)	kg	47594	47594	2.50	118985	118985
Placa colaborante	m2	4500	4500	20.11	90495	90495
Losa de entrepiso Hormigón	m3	369	369	147.18	54309	54309
Malla electro soldada	m2	4500	4500	4.00	18000	18000
Riostras de pandeo restringido (L=4.243 m)	#	240	240	671.05	161052	161052
Acero placas de conexión (ASTM A572 Gr50)	kg	9645	9599	2.50	24113	23998
Acero P. Base (ASTM A36)	kg	1884	1648	2.45	4616	4038
Cimentaciones Pernos de anclaje (A490)	#	216	216	3.10	670	670
Hormigón armado zapatas	m3	184	142	171.10	31470	24296
TOTAL (\$)					844993	834911

Con ayuda de los datos obtenidos en la tabla anterior, se calcula que el precio por m2 de construcción para la Variante 1 es de \$187.78 mientras que para la Variante 2 este valor se sitúa en \$185.54. Los valores anteriores presentan tan solo una diferencia del 1.2% favorable para la Variante 2, sin embargo este porcentaje pequeño indica que no existe un ahorro sustancial en lo que respecta a dinero entre las dos variantes analizadas, por lo tanto la decisión de que variante utilizar debería estar basada más en razones arquitectónicas.

Finalmente se resume en la Tabla 6.37 y Tabla 6.38 el peso de acero por metro cuadrado de construcción para la Variante 1 y Variante 2, respectivamente. Vale la pena indicar que cuando se refiera al peso del núcleo de acero de BRB, se deberá usar un factor de corrección que relacione el costo del dispositivo con su peso total de acero, obteniendo así un peso de acero equivalente. La ecuación 6.31 y

ecuación 6.32 se deben utilizar para calcular dichas correcciones.

$$\text{Factor de Corrección} = \frac{\text{Costo BRB}}{\text{Peso de acero en el BRB}} \quad \text{Ec. 6.31}$$

$$\text{Peso Equivalente} = \text{Factor de Corrección} * \text{Peso Núcleo BRB} \quad \text{Ec. 6.32}$$

Tabla 6.37 Peso de acero por nivel para la Variante 1 de la edificación de 5 niveles.

Nivel	Columnas (kg)	Vigas Prin. (kg)	Vigas Secu. (kg)	Gusset Plates (kg)	BRB			Total (kg)
					P. Núcleo (kg)	Factor Correc.	P. Equiv. (kg)	
5	6125	19474	9518	1929	499	5.3	2647	39693
4	6125	19474	9518	1929	1498	4.6	6892	43938
3	6125	19474	9518	1929	1998	4.3	8591	45637
2	10488	19474	9518	1929	2248	4.1	9215	50624
1	10488	19474	9518	1929	2248	4.1	9215	50624

Tabla 6.38 Peso de acero por nivel para la Variante 2 de la edificación de 5 niveles.

Nivel	Columnas (kg)	Vigas Prin. (kg)	Vigas Secu. (kg)	Gusset Plates (kg)	BRB			Total (kg)
					P. Núcleo (kg)	Factor Correc.	P. Equiv. (kg)	
5	6125	19474	9518	1920	499	5.3	2647	39684
4	6125	19474	9518	1920	1249	4.7	5869	42906
3	6125	19474	9518	1920	1748	4.4	7692	44729
2	10488	19474	9518	1920	1998	4.3	8591	49991
1	10488	19474	9518	1920	2248	4.1	9215	50615

En base a las tablas anteriores se calcula que el promedio del peso de acero por área en planta de construcción es de 51.2 kg/m² para la Variante 1 y 50.6 kg/m² para la Variante 2. A experiencia del director de esta investigación, se indica que un peso de acero por área de construcción para edificaciones de este tipo que se encuentre dentro del rango de 45 a 60 kg/m² es un valor adecuado para las edificaciones construidas en acero, por lo que ambas variantes resultan viables desde el punto de vista constructivo.

6.6.2. Edificaciones de 10 niveles

En la Figura 6.31 y Figura 6.32 se presenta la única distribución espacial de los BRBF tanto en planta como en 3D que ha cumplido con la función objetivo de presentar tracciones en las cimentaciones que puedan ser contrarrestadas por el peso propio de las mismas.

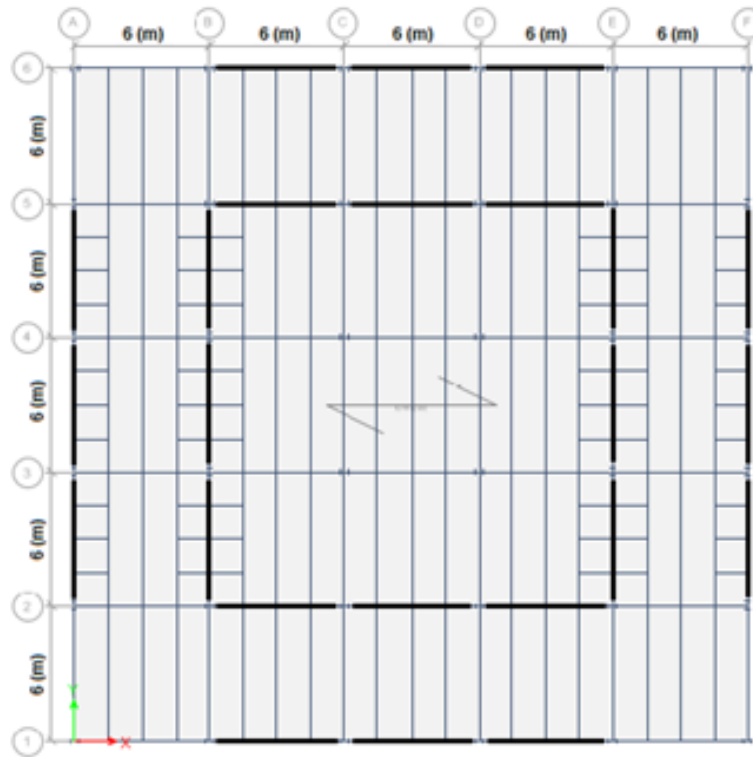


Figura 6.31 Vista en planta de la única variante para la edificación de 10 niveles.

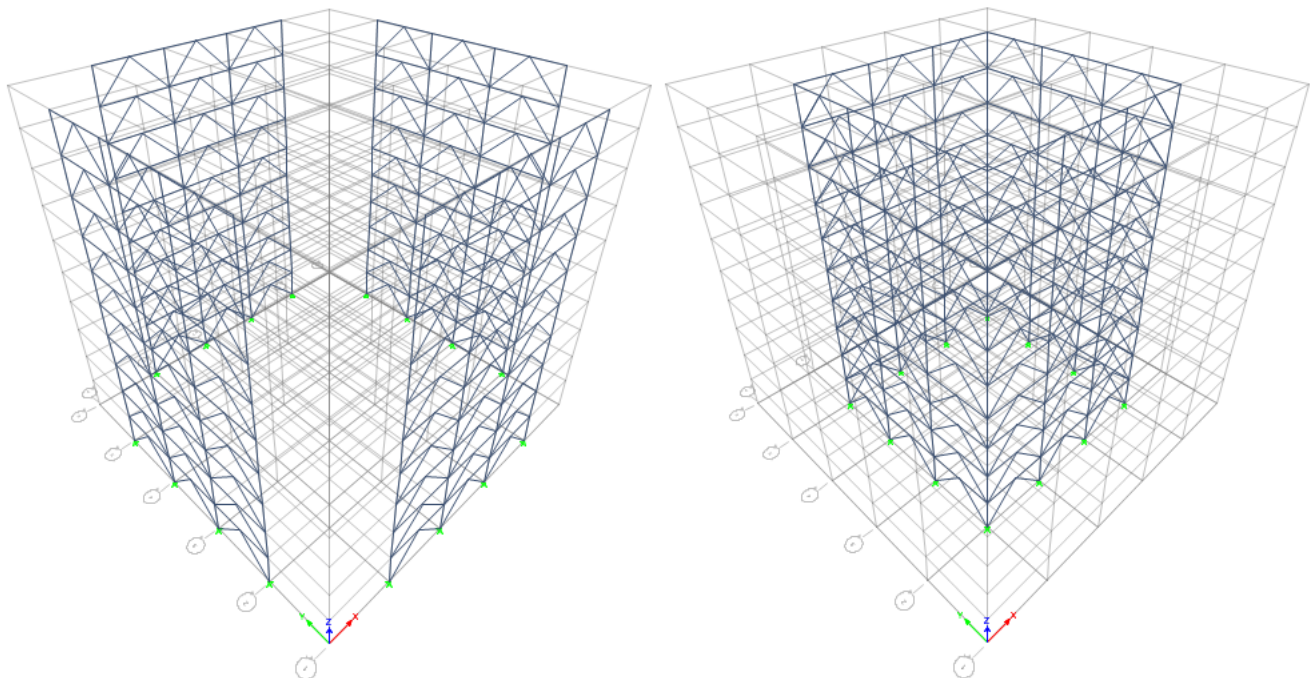


Figura 6.32 Vista en 3D de los BRBF exteriores e interiores de la única variante para la edificación de 10 niveles.

Por otra parte, se presenta en la Tabla 6.39 un resumen de los parámetros de diseño sísmico para esta distribución espacial de los BRBF en particular.

Tabla 6.39 Resumen de los parámetros sísmicos para la única variante en la edificación de 10 niveles.

Variante	Periodo (s)		Cortante Basal (kgf)	Cortante Basal/Peso Sísmico (%)
	Máximo	ETABS		
1	0.936	1.003	418316	9

Además, se presenta en la Tabla 6.40 un resumen de las diferentes secciones de vigas y columnas, el número y área del núcleo de las riostras que forman parte del sistema BRBF para este caso específico.

Tabla 6.40 Secciones de columna y viga, número y área de BRB para la única variante en la edificación de 10 niveles.

Nivel	Sec. Columna	Sec. Viga	BRB Exteriores		BRB Interiores	
			#	A (cm2)	#	A (cm2)
10	W18X40	W 14X38	24	2.0	24	2.0
9	W18X40	W 14X38	24	4.0	24	5.0
8	W18X50	W 14X38	24	5.0	24	7.0
7	W18X50	W 14X38	24	7.0	24	9.0
6	W18X71	W 14X38	24	8.0	24	11.0
5	W18X71	W 14X38	24	9.0	24	12.0
4	W18X106	W 14X38	24	9.0	24	13.0
3	W18X106	W 14X38	24	9.0	24	13.0
2	W18X143	W 14X38	24	10.0	24	14.0
1	W18X143	W 14X38	24	10.0	24	14.0

Para el resto de pórticos que tan solo resisten cargas gravitacionales, el programa ETABS se encargó de asignar las secciones a las vigas y columnas automáticamente utilizando las combinaciones de carga respectivas.

Una vez establecidas las secciones de los elementos estructurales, se continuó con el cálculo de las derivas máximas de entrepiso que presentan en esta configuración de la edificación de 10 niveles y que se presentan en la Figura 6.33.

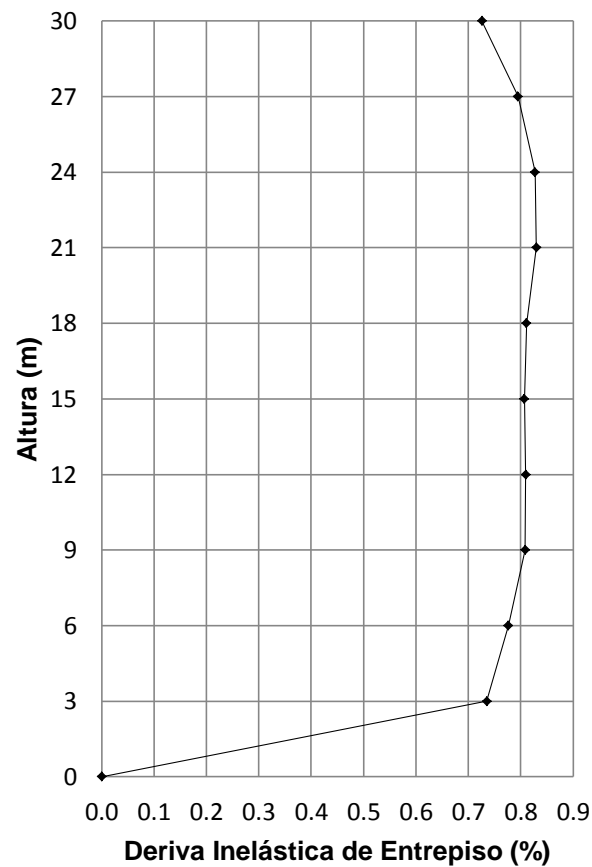


Figura 6.33 Derivas máximas para la única variante de la edificación de 10 niveles.

Luego de haber comprobado que se cumple con el límite de deriva máxima del 2%, se procedió a dimensionar las cimentaciones para cumplir el objetivo de anular las tracciones con el peso propio de la cimentación y el relleno. Se ha de usar como información las características del suelo y cimentación descritas en la Tabla 6.34 con la única diferencia que para este caso la profundidad de cimentación es de 3m. Finalmente se presenta el plano de cimentaciones en la Figura 6.34.

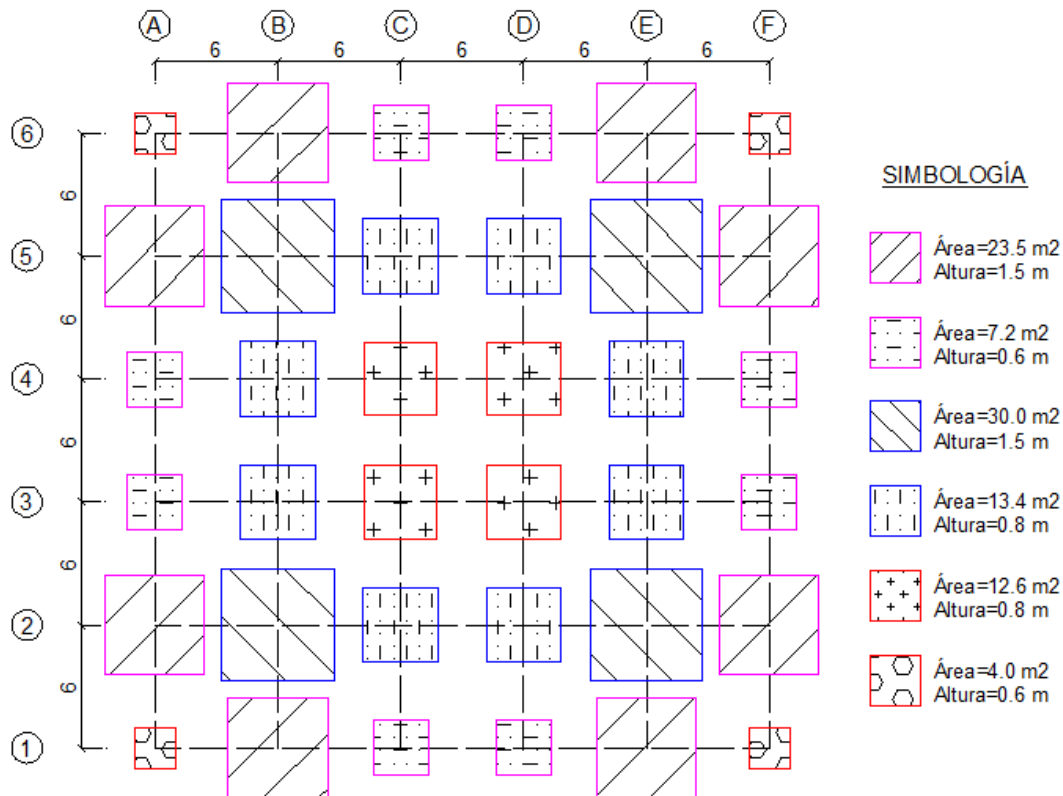


Figura 6.34 Plano de cimentaciones de la única variante para la edificación de 10 niveles.

El porcentaje de área en planta que es usada por de cimentación se encuentra aproximadamente en el 58%, que a criterio del director de este trabajo es un porcentaje alto pero aún manejable para el uso de zapatas aisladas. Sin embargo, si existiera un criterio divergente al anterior; la solución sería utilizar zapatas corridas o una losa de cimentación, siempre teniendo presente el objetivo de contrarrestar las tracciones mediante el peso propio del cimientto.

Ahora, luego de haber dimensionado todos los elementos estructurales, se procede a calcular el costo de la edificación en base a la cantidad de materiales que se han de utilizar para la construcción del proyecto, ver Tabla 6.41. El costo unitario de cada elemento que ha sido tomado en consideración para el cálculo del precio total de la edificación se ha de obtener de la Tabla 6.35.

Tabla 6.41 Costo total de la única variante para la edificación de 5 niveles.

Ítem	Unidad	Cantidad	Costo Unitario (\$)	Costo Total (\$)
Acero columnas (ASTM A572 Gr50)	kg	122444	2.50	306110
Acero vigas principales (ASTM A572 Gr50)	kg	195258	2.50	488145
Acero vigas secundarias (ASTM A572 Gr50)	kg	95188	2.50	237970
Placa colaborante	m2	9000	20.11	180990
Losa de entrepiso Hormigón	m3	738	147.18	108619
Malla electro soldada	m2	9000	4.00	36000
Riostras de pandeo restringido (L=4.243 m)	#	480	671.05	322104
Acero placas de conexión (ASTM A572 Gr50)	kg	19810	2.50	49525
Acero P. Base (ASTM A36)	kg	4128	2.50	10114
Cimentaciones Pernos de anclaje (A490)	#	288	3.10	893
Hormigón armado zapatas	m3	632	171.10	108135
TOTAL (\$)				1848605

Con ayuda de los datos obtenidos en la tabla anterior, se calcula que el precio por m2 de construcción para esta única variante es de \$205.40. El precio calculado corresponde a un 10% más del valor promedio obtenido para las edificaciones de 5 niveles, lo que indica un claro aumento en el costo del metro cuadrado de construcción a medida que se incrementa el número de pisos.

Finalmente se resume en la Tabla 6.42 el peso de acero por metro cuadrado de construcción para la edificación de 10 niveles. Las mismas consideraciones en cuanto a la obtención del peso equivalente del BRB han de ser aplicadas con la ayuda de la ecuación 6.31 y ecuación 6.32.

Tabla 6.42 Peso de acero por nivel para la única variante de la edificación de 10 niveles.

Nivel	Columnas (kg)	Vigas Prin. (kg)	Vigas Secu. (kg)	Gusset Plates (kg)	BRB (kg)			Total (kg)
					P. Núcleo (kg)	Factor Correc.	P. Equiv. (kg)	
10	6381	19526	9518	1981	480	5.3	2544	39950
9	6381	19526	9518	1981	1248	4.7	5866	43272
8	7614	19526	9518	1981	1728	4.4	7603	46242
7	7614	19526	9518	1981	2256	4.1	9250	47889
6	10786	19526	9518	1981	2736	3.9	10670	52481
5	10786	19526	9518	1981	2976	3.8	11309	53120
4	15660	19526	9518	1981	3264	3.7	12077	58762
3	15660	19526	9518	1981	3264	3.7	12077	58762
2	20782	19526	9518	1981	3360	3.6	12096	63903
1	20782	19526	9518	1981	3504	3.6	12614	64421

Con los datos obtenidos de la tabla anterior se calcula que el promedio del peso



de acero por área en planta de construcción es de 58.8 kg/m². Se considera que este valor es aceptable para una edificación con este número de pisos, lo cual indica que el sistema propuesto es viable desde el punto de vista constructivo y económico.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En cuanto a la riostra de pandeo restringido como elemento disipador de energía:

- Es factible la construcción de una riostra de pandeo restringido que sea económica, eficiente, de producción sencilla y hecha a partir de materiales disponibles en el medio.
- Se estimó que el costo de producción de una riostra de pandeo restringido a base de tecnología local, es aproximadamente un 30% del valor comercial de sus similares norteamericanos y europeos.
- Las pruebas de compresión axial mostraron, en general, un buen comportamiento de los dispositivos sin evidenciar pérdidas sustanciales de rigidez por efectos de pandeo.
- No se evidenció una diferencia significativa entre una sección de núcleo rectangular y una cruciforme, en lo que respecta a carga axial vs desplazamiento.
- El fallo en el BRB 4 se produjo específicamente en la zona de la transición superior entre el núcleo y la conexión del BRB debido a que no existía el suficiente material de soldadura que uniera el núcleo central con sus patines, por lo que se produjo el pandeo local de esta sección.
- Se recomienda corroborar el comportamiento de los BRB a escala mediante pruebas desplazamiento cíclico en base al protocolo de carga estipulado en el AISC, con el objetivo de obtener una correcta apreciación de la eficiencia del dispositivo.

En cuanto a los pórticos con riostras de pandeo restringido como sistema de reforzamiento sismorresistente:

- Un valor promedio de 51 kg/m² y 59 kg/m² correspondiente al peso de acero por área de construcción para las edificaciones de 5 y 10 niveles, respectivamente; indica que la implementación de este sistema de reforzamiento estructural para la ciudad de Cuenca, Ecuador; resulta viable desde el punto de vista constructivo.

- Existe una relación directamente proporcional entre el número de pisos de una edificación con BRBF y el costo por metro cuadrado de los materiales de construcción.
- Dado que la ciudad de Cuenca posee un suelo que no permite la construcción de cimentaciones con pilotes, la principal desventaja para el uso de pórticos con riostras de pandeo restringido es la presencia de tracciones en las cimentaciones. Un correcto número de BRBF y su distribución espacial adecuada han de ser necesarios para que estos levantamientos en las bases sean contrarrestados por las cargas gravitacionales y el peso propio de los cimientos.
- Con el objetivo de controlar las tracciones en las cimentaciones, se han de tomar en cuenta los siguientes aspectos: disponer los BRBF de manera que soporten la mayor área tributaria y evitar en la medida de lo posible que el sistema posea columnas compartidas por BRB ortogonales.
- Se recomienda hacer un análisis inelástico, ya sea estático o dinámico; con el objetivo de obtener valores más reales para las solicitaciones en los elementos que forman parte del BRBF. Esta consideración surge debido a que en las edificaciones altas, 10 niveles o más; asumir una distribución lineal del cortante basal no es muy recomendada ya que existe una mayor participación de los diferentes modos de vibración de la estructura.
- Se recomienda ampliar el estudio de las edificaciones mediante la incorporación de pórticos resistentes a momento, los mismos que han de trabajar en conjunto con los BRBF conformando así un sistema dual de reforzamiento estructural.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] C. Black, N. Makris and I. Aiken, "Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces," University of California, California, United States, 2002.
- [2] J. M. Kelly, R. I. Skinner and A. J. Heine, "Mechanism of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures," 1992.
- [3] R. I. Skinner, J. M. Kelly and A. J. Heine, Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures, vol. III, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1974.
- [4] K. C. Tsai, H. W. Chen, C. P. Hong and Y. F. Su, "Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction," Earthquake Spectra, 1993.
- [5] K. Kimura, Y. Takaeda, K. Yoshioka, N. Furuya and Y. Takemoto, "An experimental study on braces encased in steel tube and mortar," 1976.
- [6] N. Mochizuki, Y. Murata, N. Andou and S. Takahashi, "An experimental study on buckling of unbonded braces under centrally applied loads," 1988.
- [7] A. Wada, T. Takeuchi and A. Watanabe, "Development of unbonded brace," Nippon Steel, 1989.
- [8] M. Wakabayashi, T. Nakamura, A. Katagihara, H. Yogoyama and T. Morisono, "Experimental Study on the elasto-plastic behaviour of braces enclosed by precast concrete panels under horizontal cyclic loading," 1973.
- [9] S. Hussain, P. V. Benschoten, M. A. Satari and S. Lin, "Buckling Restrained Braced Frames (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals Issues," in *Proceedings of the 75th SEAOC Annual Convention*, Long Beach, 2006.
- [10] Q. Xie, "State of the art of buckling-restrained braces in Asia," *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 727-748, 2005.
- [11] R. A. Cancelado, "Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido," Universidad Nacional de Colombia, 2012.

- [12] J. A. Oviedo and M. P. Duque, "Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas," *Revista EIA*, vol. XI, pp. 51-63, 2009.
- [13] R. Tremblay, G. Degrange and J. Blouin, "Seismic Rehabilitation of a Four-Storey Building with a Stiffened Bracing System," in *8th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, 1999.
- [14] P. Clark, I. Aiken, K. Kasai, E. Ko and I. Kimura, "Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices," Sacramento, 1999.
- [15] J. Kim and H. Choi, "Behavior and design of structures with buckling-restrained braces," 2003.
- [16] T. Takeuchi, J. Hajjar, R. Matsui, K. Nishimoto y I. Aiken, «Local buckling restraint condition for core plates in buckling restrained braces,» *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 139-149, 2010.
- [17] A. Gheidi, M. Mirtaheri, A. P. Zandi and P. Alanjari, "Effect of filler material on local and global behaviour of buckling-restrained braces," 2009.
- [18] G. S. Prinz, «Effect of beam splicing on seismic response of buckling restrained braced frames,» Brigham Young University, Provo, Utah, USA, 2007.
- [19] L. A. Fahnestock, J. M. Ricles y R. Sause, «Experimental evaluation of a large-scale buckling-restrained braced frame,» *Journal of the Structural Engineering, ASCE*, 2007, vol. CXXXIII, 2007.
- [20] G. Palazzo, F. López Almansa, X. Cahís and F. Crisafulli, "Theoretical and Experimental Analysis of Dissipative Buckling Restrained Braces," 2011.
- [21] Star Seismic™ Europe, «Cost advantages of Buckling Restrained Braced Frame buildings in accordance with Eurocode,» 2009.
- [22] S. P. Timoshenko and J. M. Gere, *Theory of elastic stability*, New York: McGraw-Hill, 1961.
- [23] C. G. Salmon and J. E. Johnson, "Steel structures: design and behavior, emphasizing load and resistance factor design," Harper Collins College Publishers, New York, 1996.
- [24] S. B. Batdorf, "Theories of plastic buckling," *J. Aeronautical Sciences*, 1949.
- [25] P. P. Bijlaard, "Theory of plastic buckling of plates and application to simply supported plates subjected to bending or eccentric compression in their plane," *J. Applied Mechanics*, 1956.

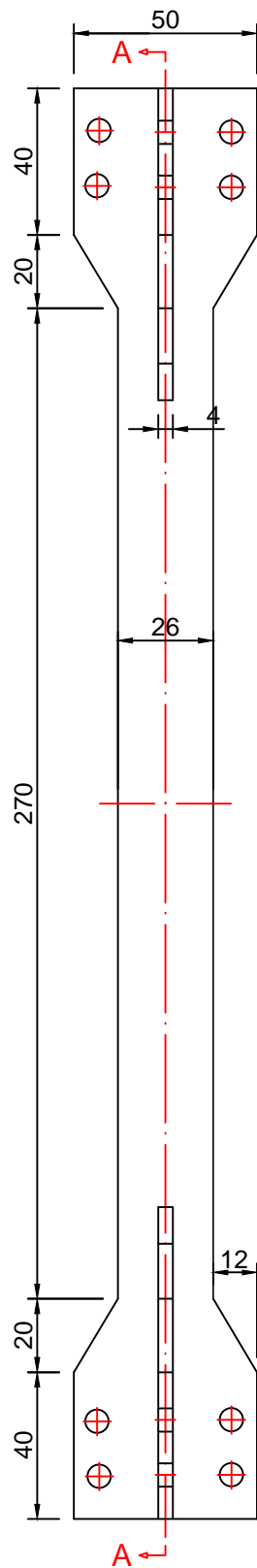
- [26] E. T. Onat and D. C. Drucker, "Inelastic instability and incremental theories of plasticity," J. Aeronautical Sciences, 1952.
- [27] J. W. Hutchinson, "Plastic buckling," Advances in Applied Mechanics, New York, 1974.
- [28] J. Lubliner, "Plasticity theory," Macmillan, New York, 1990.
- [29] Z. P. Bazant and L. Cedolin, "Stability of structures," Oxford University Press, Oxford, U.K., 1991.
- [30] N. Markis, "Plastic torsional buckling of a cruciform column," ASCE, 2002.
- [31] H. G. Harris and Sabnis, "G. M. Structural Modeling and Experimental Techniques," CRC Press, New York, USA, 1999.
- [32] G. Toro and D. C. Turga, "Respuesta experimental de edificios a escala con disipadores de energía," Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia, 2004.
- [33] S. Piras, "Testing for Application of Unbonded Brace," University of California, San Diego, USA, 2009.
- [34] S. Merritt, C. M. Uang and G. Benzoni, "Subassemblage testing of CoreBrace buckling-restrained braces," University of California, San Diego, La Jolla, California, 2003.
- [35] K. C. Tsai, P. C. Hsiao, K. J. Wang, Y. T. Weng, M. L. Lin, K. C. Lin, C. H. Chen, J. W. Lai and S. L. Lin, "Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame—Part I : Specimen design, experiment and analysis," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008.
- [36] K. C. Tsai, P. C. Hsiao, K. J. Wang, Y. T. Weng, M. L. Lin, K. C. Lin, C. H. Chen, J. W. Lai and S. L. Lin, "Pseudo-dynamic tests of a full-scale CFT/BRB frame—Part II : Seismic performance to buckling restrained braces and connections," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008.
- [37] K. C. Tsai, J. W. Lai, Y. C. Hwang, S. L. Lin and C. H. Weng, "Research and application of double-core," in *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 2004.
- [38] M. D'Aniello, "Steel Dissipative Bracing Systems For Seismic Retrofitting Of Existing Structures: Theory And Testing," Universidad de Nápoles, Nápoles, Italia, 2007.
- [39] MIDUVI and CAMICON, "Estructuras de Acero," in *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2013.

- [40] C. Y. Wei and K. C. Tsai, "Local Buckling of Buckling Restrained Braces," in *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008.
- [41] Dasse Design Inc., "Cost advantages of buckling restrained braced frame buildings," StarSeismic Webpage, 2009.
- [42] W. Deulkar, C. Modhera and H. Patil, "Buckling Restrained Braces for Vibration Control of Building Structures," 2010.
- [43] MIDUVI and CAMICON, "Cargas No Sísmicas," in *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2013.
- [44] MIDUVI and CAMICON, "Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente," in *Norma Ecuatoriana de la Construcción*, 2013.
- [45] NEHRP, "Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures (FEMA 450)," Federal Emergency Management Agency, Washington, DC., 2003.
- [46] F. J. Crisafulli, Diseño sismorresistente de construcciones de acero, Asociación Latinoamericana de Acero.
- [47] W. A. López and R. Sabelli, "Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames," Structural Steel Educational Council, 2004.
- [48] M. Bruneau, C.-M. Uang and R. Sabelli, Ductile Design of Steel Structures, McGraw-Hill, 1998.
- [49] ANSI/AISC 341-10, «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,» 2010.
- [50] L. Dunai, "Type Testing of Buckling Restrained Braces According to EN 15129," Budapest, 2011.
- [51] A. Astaneh-Asl, "Seismic Behavior and Design of Gusset Plates," Structural Steel Educational Council, 1998.
- [52] W. A. Thornton, "Bracing connections for heavy construction," Engineering Journal (AISC), 1984.
- [53] L. S. Muir, "Design compact gussets with the uniform force method," 2008.
- [54] P. C. Lin, K. C. Tsai, A. C. Wu and M. C. Chuang, "Seismic design and test of gusset connections for buckling-restrained braced frames," 2013.

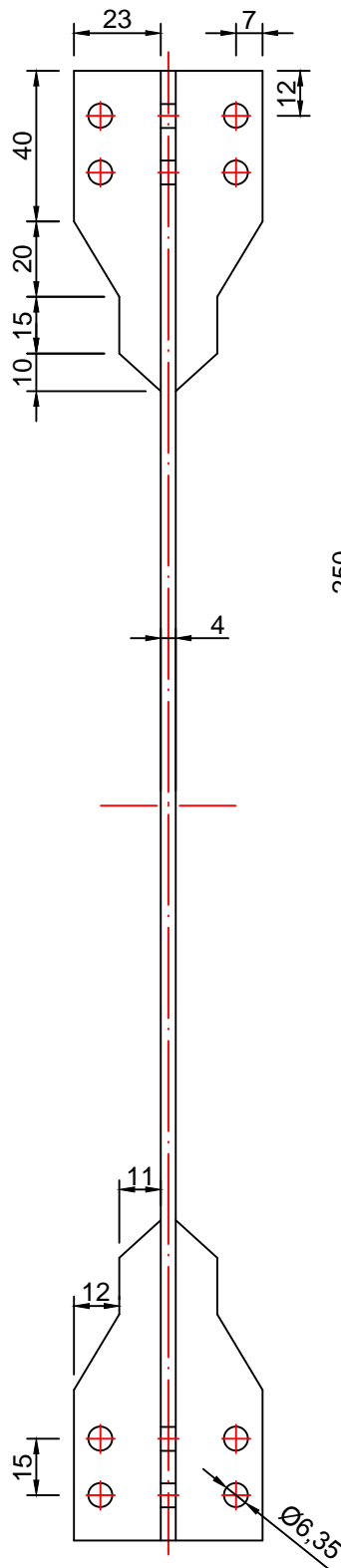
- [55] R. E. Whitmore, "Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates," Univ. of Tennessee, Knoxville, 1952.
- [56] A. Astaneh-Asl, M. L. Cochran and R. Sabelli, "Seismic Detailing of Gusset Plates for Special Concentrically Braced Frames," Structural Steel Educational Council, 2006.
- [57] V. L. Brown,, "Stability of Gusset Connections in Steel Structures," Depart. Of Civil Engrg., Univ. of Delaware, 1988.
- [58] A. Astaneh-Asl and S. C. Goel, "Cyclic in-plane buckling of double angle bracing," Journal of Structural Engineering, 1984.
- [59] A. Astaneh-Asl, "Seismic Behavior and Design of Base Plates in Braced Frames," Structural Steel Educational Council, 2008.
- [60] CAMICON, "Revista Construcción," 2014.
- [61] CYPE Ingenieros, S.A., "Generador de precios de la construcción," CYPE Ingenieros, S.A., [Online]. Available:
http://www.ecuador.generadordeprecios.info/obra_nueva/Estructuras.html. [Accessed
Marzo 2015].



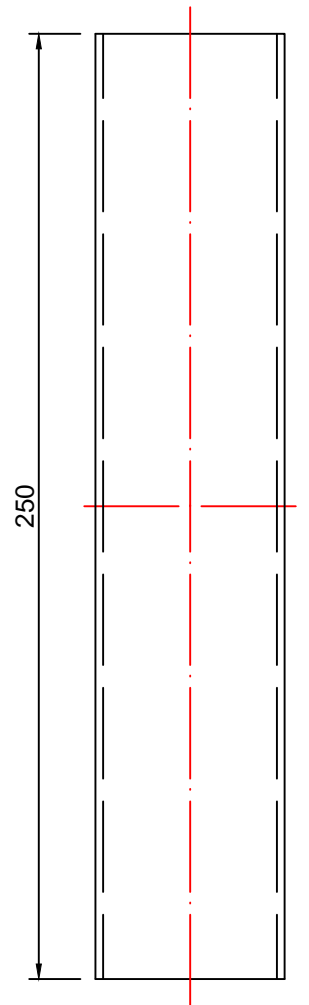
ANEXOS



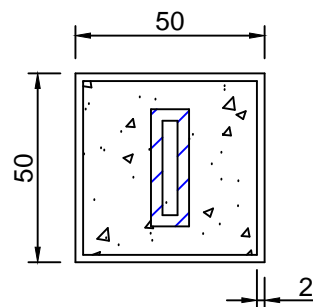
VISTA FRONTAL



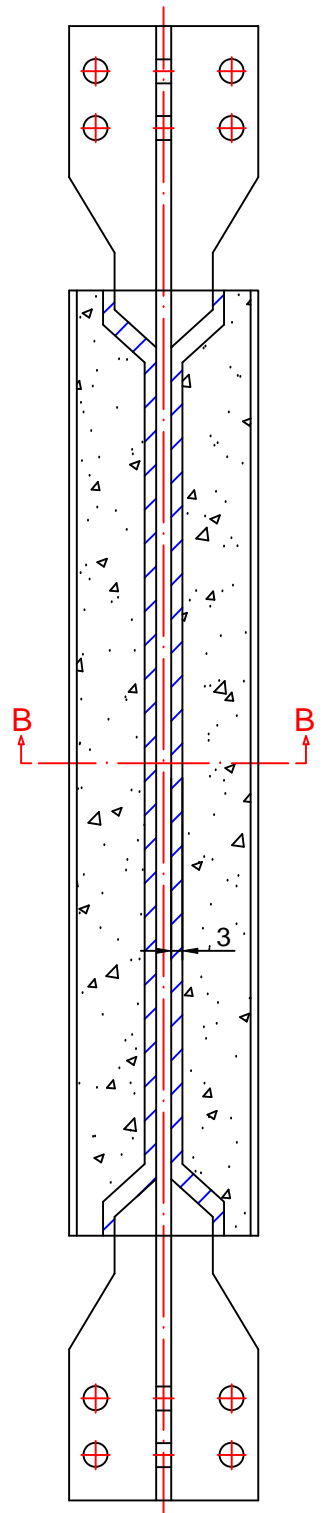
SECCIÓN A-A



VISTA FRONTAL



SECCIÓN B-B



BRB 1 - BRB 2


SIMBOLOGÍA

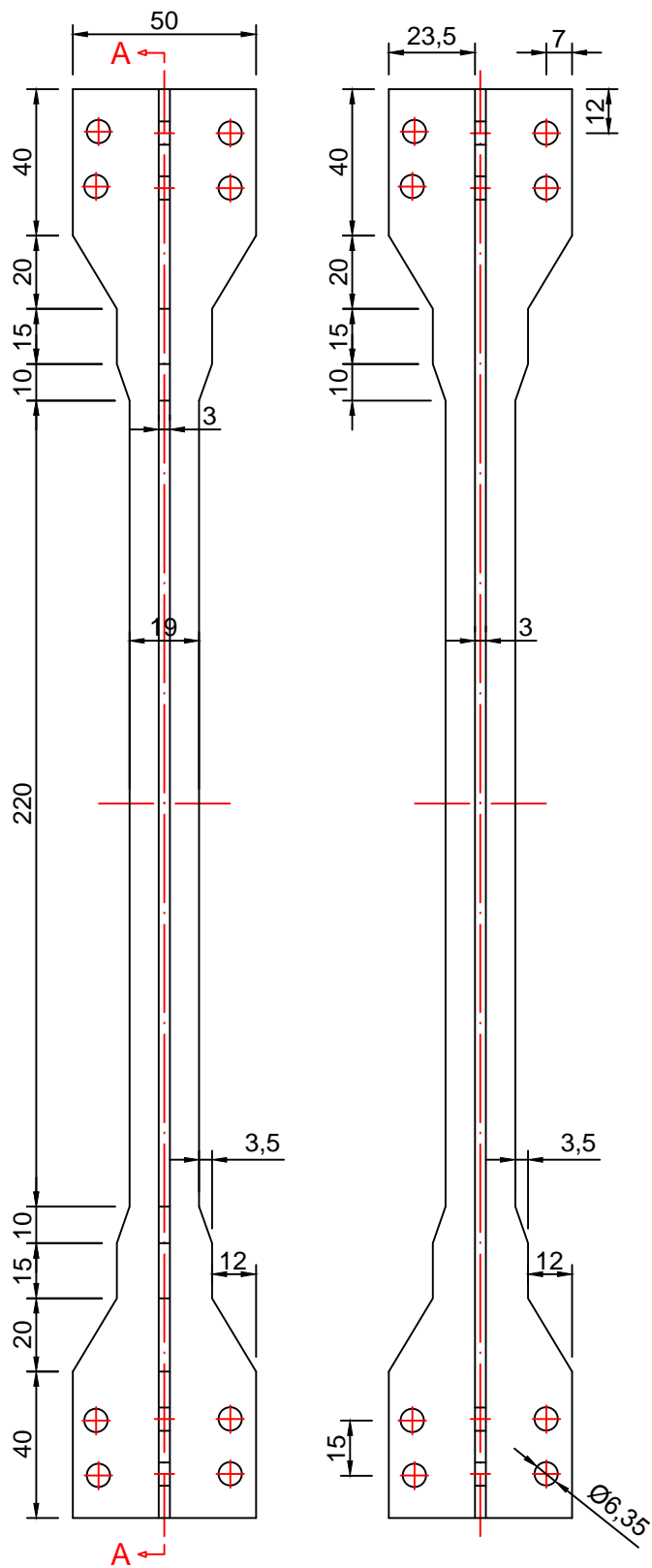


Mortero



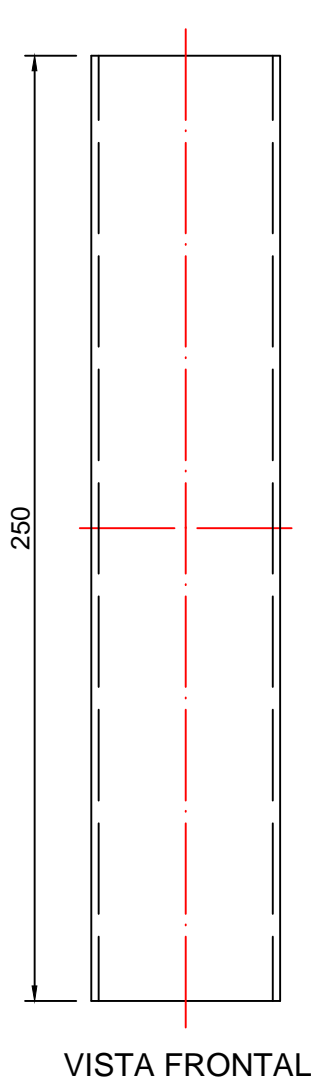
Material antiadherente

	Dibujado:		FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE CUENCA
Nombre:	Javier Andrés AVECILLAS LEÓN		
Fecha :	2015/03/24		
Escala:	ANEXO 1 – BRB CON NÚCLEO RECTANGULAR		Lámina N°:
1:2			1/1

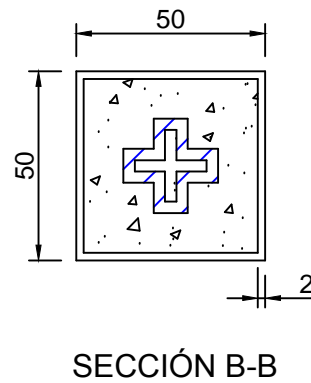


VISTA FRONTAL

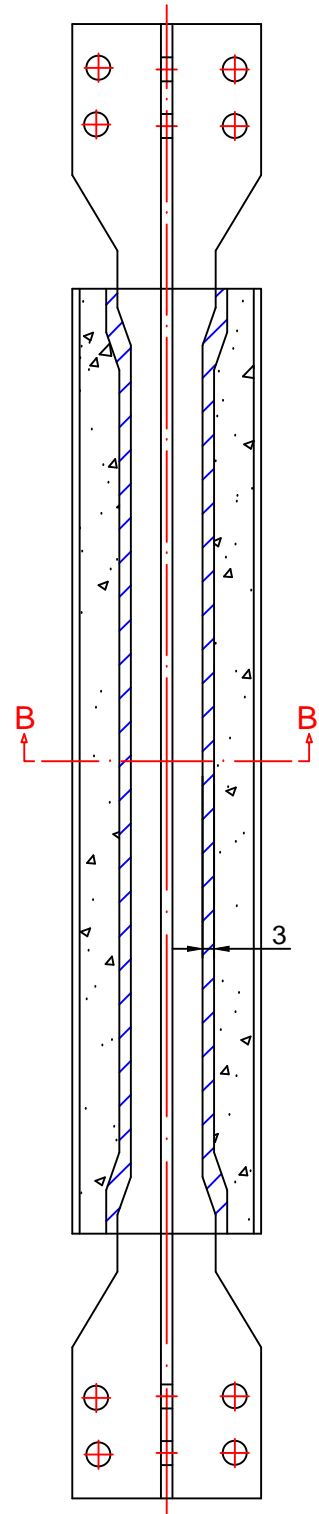
SECCIÓN A-A



VISTA FRONTAL



SECCIÓN B-B



BRB 3 - BRB 4

SIMBOLOGÍA



Mortero



Material antiadherente

	Dibujado:		FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE CUENCA
Nombre:	Javier Andrés AVECILLAS LEÓN		
Fecha:	2015/03/24		
Escala:	ANEXO 2 – BRB CON NÚCLEO CRUCIFORME		Lámina N°: 1/1